



TUGAS AKHIR - RC14-1501

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP ESSENSIAL HOTEL DENGAN METODE BALOK BETON PRATEKAN *POST-TENSION*

UMAR NUR TAUFIQ
NRP. 3114.106.059

Dosen Pembimbing I :
Dr . Techn. Pujo Aji , ST, MT.

Dosen Pembimbing II :
Ir. Iman Wimbadi, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Program Studi Lintas Jalur
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR - RC14-1501

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP ESSENSIAL HOTEL DENGAN METODE BALOK BETON PRATEKAN *POST-TENSION*

**UMAR NUR TAUFIQ
NRP. 3114.106.059**

**Dosen Pembimbing I :
Dr . Techn. Pujo Aji , ST, MT.**

**Dosen Pembimbing II :
Ir. Iman Wimbadi, MS**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Program Studi Lintas Jalur
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017**



FINAL PROJECT - RC14-1501

***MODIFICATION STRUCTURAL DESIGN OF
GOLDEN TULIP ESSENSIAL HOTEL USING POST-
TENSIONED PRESTRESSED CONCRETE BEAM
METHODE***

UMAR NUR TAUFIQ
NRP. 3114.106.059

Lectures I :
Dr . Techn. Pujo Aji , ST, MT.

Lectures II :
Ir. Iman Wimbadi, MS

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Extension Scholar Study Program
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

LEMBAR PENGESAHAN
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG GOLDEN TULIP ESSENSIAL HOTEL
DENGAN METODE BALOK BETON PRATEKAN
POST-TENSION

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu
Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur
Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

UMAR NUR TAUFIQ

NRP. 3114 106 059

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. Techn. Pujo Aji, ST.MT(.....)
2. Ir. Iman Wimbadi, MS(.....)



SURABAYA

MEI, 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

ABSTRAK

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP ESSENSIAL HOTEL DENGAN METODE BALOK BETON PRATEKAN *POST-TENSION*

Nama Mahasiswa : Umar Nur Taufiq
NRP : 3114 106 059
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Dr. techn. Pujo Aji, ST, MT
: Ir. Iman Wimbadi, MS

Modifikasi perencanaan Gedung Golden Tulip essensial Hotel setinggi 7 lantai ini sebelumnya dirancang menggunakan struktur utama beton bertulang dan baja pada ruang pertemuan atau pameran. Gedung ini akan dimodifikasi menjadi 12 lantai dengan menggunakan struktur beton bertulang dan beton pratekan pada ruang pertemuan atau pameran.

Pada Tugas Akhir ini akan dibahas tentang modifikasi perencanaan dengan menggunakan beton pratekan. Perencanaan yang dilakukan meliputi perencanaan struktur sekunder, struktur utama pratekan, struktur utama non pratekan serta pondasi. Metode beton pratekan yang digunakan adalah post-tension (paska tarik), yaitu dilakukan pengecoran balok terlebih dahulu kemudian setelah beton mengeras baru diberikan gaya tarik. Metode pelaksanaan balok pratekan dibuat monolit antara balok dan kolom.

Gedung ini direncanakan di Kalimantan Utara yang merupakan wilayah gempa menengah sehingga digunakan sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM).

Modifikasi Perencanaan gedung ini dilakukan berdasarkan peraturan yang terbaru yaitu SNI 03-2847-2013 tentang perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 03-1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan PPIUG 1983 tentang peraturan pembebanan

Indonesia untuk gedung,serta peraturan mengenai beton pratekan yang memenuhi syarat tahan gempa.

Kata Kunci : Beton Pratekan, Post-Tension, SRPMM.

ABSTRACT

MODIFICATION STRUCTURAL DESIGN OF GOLDEN TULIP ESSENSIAL HOTEL USING POST-TENSIONED PRESTRESSED CONCRETE BEAM METHODE

Name of Student : Umar Nur Taufiq
NRP : 3114 106 059
Departement : Civil Engineering FTSP-ITS
Lectures : Dr. techn. Pujo Aji, ST, MT
: Ir. Iman Wimbadi, MS

The planning modification of essential Golden Tulip Building with 7 floors height is designed using reinforced concrete or steel as the main structure in a meeting room or exhibition. This building will be modified to 12 floors by using reinforced concrete and concrete pretressed in the meeting room or exhibition.

In this thesis will be discussed about planning modification using concrete pretressed. The planning conducts of secondary structure, pretressed main structure, the main structure of non-pretressed and foundation. The method of pretressed concrete is used a post-tension is made of casting the first beam and then the concrete hardens just given tensile force. The method implementation of prestressed beam is made monolith between beams and coloumn.

It is planned in North Kalimantan which is a medium earthquake area so use bearers moment frame system medium (SRPMM).

The modification of this building is used based on the new rules of SNI 03-2847-2013 about calculation of concrete for bulding, SNI 03-1726-201 about planning procedures on earthquake resistance for building and PPIUG 1983 about the Indonesia loading regulations for building, and also the

regulations concerning pretressed concrete eligible earthquake resistant.

Keyword : Prestressed concrete, Post-Tensioned, SRPMM.

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa, karena atas limpahan rahmat dan hidayah-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Golden Tulip Essensial Hotel Dengan Metode Balok Beton Pratekan *Post Tension*”. Tugas Akhir ini disusun sebagai persyaratan kelulusan pada Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Tersusunnya Tugas Akhir ini juga tidak terlepas dari dukungan dan motivasi berbagai pihak yang banyak membantu dan memberi masukan. Untuk itu ucapan terima kasih ditujukan terutama kepada :

1. Bapak Dr. Techn Pujo Aji, ST, MT, selaku dosen pembimbing pertama tugas akhir yang telah banyak memberikan bimbingan, arahan, petunjuk, dan motivasi dalam penyusunan tugas akhir ini.
2. Bapak Ir. Iman Wimbadi, MS, selaku dosen pembimbing kedua tugas akhir yang telah banyak memberikan bimbingan, arahan, petunjuk, dan motivasi dalam penyusunan tugas akhir ini.
3. Kedua orang tua, saudara-saudara tercinta, yang selalu memberikan dukungan dan doanya.

Dalam penyusunan tugas akhir ini, masih terdapat banyak kekurangan yang jauh dari sempurna, dikarenakan keterbatasan ilmu pengetahuan dan wawasan serta pengalaman yang masih sedikit. Diharapkan segala kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan tugas akhir ini. Semoga apa yang disajikan dapat memberi manfaat bagi pembaca dan semua pihak khususnya teman-teman dari bidang studi teknik sipil.

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	Error! Bookmark not defined.
ABSTRAK.....	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	2
1.3 Maksud dan Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Beton Bertulang	5
2.3 Beton Pratekan	6
2.3.1 Metode Sistem Pratekan	7
2.3.2 Prinsip Dasar Beton Pratekan	9
2.3.3 Kehilangan Gaya Pratekan	12
2.4 Pondasi	13
BAB III METODOLOGI.....	15
3.1 Umum.....	15
3.2 Diagram Alir	16
3.3 Pengumpulan Data	17
3.4 Studi Literatur	19
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder	19
3.5.1 Perencanaan Pelat	19
3.5.2 Perencanaan Tangga	20
3.5.3 Perencanaan Balok Anak	20
3.5.4 Perencanaan Balok Lift.....	21

3.6 Preliminary Design.....	21
3.6.1 Preliminary Desain Struktur Utama Non Pratekan.....	21
3.6.2 Preliminary Design Struktur Balok Pratekan.....	22
3.7 Pembebanan	22
3.8 Analisis Gempa	23
3.9 Analisa struktur	34
3.10 Perencanaan Struktur Utama Non Pratekan	34
3.11 Metode Pelaksanaan Struktur Pratekan.....	37
3.12 Perencanaan Struktur Utama Pratekan	39
3.12.1 Pembebanan.....	39
3.12.2 Gaya Pratekan.....	39
3.12.3 Pemilihan Tendon Baja Pratekan	40
3.12.4 Kehilangan Pratekan	40
3.12.5 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan.....	41
3.12.5 Kontrol Geser	42
3.12.6 Kontrol Lendutan.....	42
3.12.7 Pengangkuran	42
3.13 Perencanaan Pondasi.....	43
3.14 Gambar Kerja	44
BAB IV PEMBAHASAN	45
4.1. PRELIMINARY DESAIN.....	45
4.1.1. Umum	45
4.1.2. Data Perencanaan.....	45
4.1.3. Perencanaan Balok.....	46
4.1.3.1. Perencanaan Balok Induk	46
4.1.3.2. Perencanaan Balok Anak.....	47
4.1.3.3. Perencanaan Balok Pratekan	49
4.1.4. Perencanaan Tebal Pelat Lantai	50
4.1.5. Preliminary Desain Kolom	56
4.2. Perhitungan Struktur Sekunder	58
4.2.1. Perencanaan Pelat	58
4.2.1.1. Pembebanan Pelat.....	59
4.2.1.2. Penulangan Pelat	61

4.2.2. Perencanaan Balok Anak	67
4.2.2.1. Perencanaan Balok Anak Type 3	68
4.2.2.2. Perhitungan Pembebanan Balok Anak	69
4.2.2.3. Perhitungan Momen Balok Anak	70
4.2.2.4. Perhitungan Tulangan Lentur	71
4.2.2.5. Perhitungan Tulangan Geser	76
4.2.3. Perencanaan Tangga	78
4.2.3.1. Pembebanan Tangga dan Bordes.....	81
4.2.3.2. Analisa Struktur Tangga.....	82
4.2.3.3. Perhitungan Penulangan Tangga	85
4.2.3.4. Perencanaan Balok Bordes	91
4.2.4. Perencanaan Balok Lift.....	100
4.2.4.1. Data Perencanaan	100
4.2.4.2. Pembebanan Lift.....	101
4.2.4.3. Balok Penggantung Lift (40/60).....	102
4.3. Pemodelan Struktur	107
4.3.1. Umum	107
4.3.2. Pembebanan.....	109
4.3.3. Hasil Analisa Struktur.....	116
4.4. Perhitungan Struktur Utama Non Pratekan	120
4.4.1. Perencanaan Balok Induk	120
4.4.1.1. Perhitungan Tulangan Lentur	122
4.4.1.2. Perhitungan Tulangan Geser	128
4.4.1.3. Penulangan Torsi	133
4.4.1.4. Perencanaan Panjang Penyaluran Tulangan Balok	134
4.4.1.5. Kontrol Retak	135
4.4.2. Perencanaan Kolom	136
4.4.2.1. Data Perencanaan	137
4.4.2.2. Penulangan Lentur.....	138
4.4.2.3. Penulangan Geser	140
4.5. Perhitungan Struktur Utama Pratekan	143
4.5.1. Data Perencanaan.....	143
4.5.2. Penentuan Tegangan Ijin Beton	144
4.5.3. Perhitungan Momen.....	144

4.5.4. Daerah Limit Kabel dan Gaya Pratekan Awal....	145
4.5.5. Penentuan Strand dan Tendon yang Digunakan .	152
4.5.6. Kehilangan Gaya Pratekan	154
4.5.7. Momen Retak	165
4.5.8. Kontrol Lendutan.....	166
4.5.9. Posisi Tendon	168
4.5.10. Penulangan Lunak Tambahan.....	170
4.5.11. Kontrol Momen Nominal	171
4.5.12. Penulangan Geser	175
4.5.13. Pengangkuran Ujung	181
4.6. Perhitungan Pondasi.....	183
4.6.1. Desain Sloof	183
4.6.2. Desain Tiang Pancang	186
4.6.3. Perencanaan Pondasi Untuk Kolom	186
4.6.3.1. Data Perencanaan	187
4.6.3.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang.....	189
4.6.3.3. Tiang Pancang Kelompok	191
4.6.3.4. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang	192
4.6.3.5. Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang...	196
4.6.3.6. Desain Penulangan Poer Kolom.....	197
BAB 5 BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	203
5.1. Kesimpulan	203
5.2. Saran.....	204
DAFTAR PUSTAKA	207

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Ilustrasi Beton Pratekan Pratarik	8
Gambar 2.2 Ilustrasi Beton Pratekan Pascatarik	9
Gambar 2.3 Konsep Beton Pratekan sebagai Bahan yang Elastis	10
Gambar 2.4 Momen Penahan Internal Beton Pratekan dan Beton	11
Gambar 2.5 Balok Beton Menggunakan Baja Mutu Tinggi.....	11
Gambar 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir	17
Gambar 3.2 Gambar Rencana.....	18
Gambar 3.3 Spektrum Respons Desain	24
Gambar 3.4 Peta untuk Ss	25
Gambar 3.5 Peta untuk S1	26
Gambar 3.6 Pemasangan Scaffolding dan Balok Suri-suri	37
Gambar 3.7 Pemasangan Bekisting, Pipa Selongsong dan Tendon Balok Pratekan	38
Gambar 3.8 Proses <i>Jacking</i> Balok Pratekan.....	38
Gambar 4.1 Denah Struktur Gedung Golden Tulip.....	46
Gambar 4.2 Variasi Balok Induk.....	47
Gambar 4.3 Variasi Balok Anak.....	48
Gambar 4.4 Denah Balok Pratekan	49
Gambar 4.5 Denah permodelan perencanaan pelat lantai gedung	50
Gambar 4.6 Balok As B joint 3-4.....	51
Gambar 4.7 Balok As B' joint 3-4	52
Gambar 4.8 Balok As 3 joint B-B'.....	54
Gambar 4.9 Daerah Pembebanan Kolom	56
Gambar 4.10 Denah Tipe Pelat	59
Gambar 4.11 Pelat Tipe C	62
Gambar 4.12 Tinggi efektif pelat	62
Gambar 4.13 Denah balok anak yang ditinjau	68
Gambar 4.14 Tributary area balok anak 3	69
Gambar 4.15 Penampang Balok	70
Gambar 4.16 Geser Pada Balok Anak	77

Gambar 4.17 Denah Tangga.....	79
Gambar 4.18 Detail Tangga	80
Gambar 4.19 Pembebanan Pada Tangga	82
Gambar 4.20 Bidang Lintang (D) pada Tangga	84
Gambar 4.21 Bidang Momen (M) pada Tangga.....	85
Gambar 4.22 Tinggi Efektif Pelat Tangga.....	85
Gambar 4.23 Tinggi Efektif Pelat Bordes	88
Gambar 4.24 Sketsa Beban pada Balok Bordes	92
Gambar 4.25 Penampang Balok Bordes.....	92
Gambar 4.26 Sketsa Beban pada Balok Bordes	96
Gambar 4.27 Penampang Balok	96
Gambar 4.28 Denah Lift.....	101
Gambar 4.29 Penampang Balok.....	103
Gambar 4.30 Denah Struktur Gedung	108
Gambar 4.31 Model 3D Struktur Gedung	108
Gambar 4.32 Spektrum Respon Gempa Rencana	114
Gambar 4.33 Balok Induk yang Ditinjau	121
Gambar 4.34 Asumsi Balok T	128
Gambar 4.35 Gaya Geser Tumpuan Ultimit.....	130
Gambar 4.36 Gaya Geser Lapangan Ultimit	132
Gambar 4.37 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standar.....	135
Gambar 4.38 Letak Kolom Yang Direncanakan	137
Gambar 4.39 Penampang Kolom	139
Gambar 4.40 P-M Diagram Interaksi Kolom	139
Gambar 4.41 Momen Nominal Kolom.....	140
Gambar 4.42 Penampang Komposit Balok Pratekan	146
Gambar 4.43 Daerah Limit Kabel	149
Gambar 4.44 Portal Dengan Balok Pratekan.....	157
Gambar 4.45 Perpendekan Kolom	157
Gambar 4.46 Momen yang Bekerja Akibat Beban Merata	158
Gambar 4.47 Keseimbangan Gaya Prategang dengan Reaksi Perletakan	159
Gambar 4.48 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Tumpuan	164

Gambar 4.49 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Lapangan.....	165
Gambar 4.50 Persamaan Parabola untuk Menentukan Posisi Tendon.....	169
Gambar 4.51 Output Momen Sloof	184
Gambar 4.52 Diagram Interaksi Sloof.....	184
Gambar 4.53 Letak pondasi kolom yang ditinjau.....	187
Gambar 4.54 Konfigurasi Tiang Pancang	192
Gambar 4.55 Tinjauan Geser 2 arah terhadap kolom As B-5....	194
Gambar 4.56 Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang	196

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Koefisien Situs, F_a	26
Tabel 3.2 Koefisien Situs, F_v	27
Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	28
Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa	29
Tabel 3.5 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek	30
Tabel 3.6 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik	30
Tabel 3.7 Faktor R , C_d dan Ω_0 Untuk sistem penahan gaya gempa	31
Tabel 3.8 Ketidakberaturan horizontal pada struktur	33
Tabel 4.1 Dimensi Balok Induk	47
Tabel 4.2 Dimensi Balok Anak	48
Tabel 4.3 Resume Ketebalan Plat Lantai	56
Tabel 4.4 Pembebanan Kolom Lantai 1 - 12	57
Tabel 4.5 Beban mati pelat lantai 2 - 12	59
Tabel 4.6 Beban mati pelat lantai 2 area hall	60
Tabel 4.7 Beban mati pelat lantai atap	61
Tabel 4.8 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai	67
Tabel 4.9 Spesifikasi Passenger Elevator	101
Tabel 4.10 Kategori Risiko	111
Tabel 4.11 Faktor Keutamaan Gempa	111
Tabel 4.12 Gaya Geser Dasar Eivalen	117
Tabel 4.13 Periode Struktur dan Rasio Partisipasi Massa	119
Tabel 4.14 Simpangan Antar Lantai	120
Tabel 4.15 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk	136
Tabel 4.16 Momen Envelope Kolom	138
Tabel 4.17 Letak Posisi Tendon	169
Tabel 4.18 Brosur Tiang Pancang WIKA Beton	188
Tabel 4.19 Data NSPT	190
Tabel 4.20 Jarak Tiang Pancang Kolom	192
Tabel 4.21 Rekapitulasi Perhitungan Pondasi	201

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Laju pertumbuhan penduduk Kota Kuala Lapang, Kalimantan Utara mengalami peningkatan selama beberapa tahun terakhir. Tingginya laju pertumbuhan penduduk di Kota Kuala Lapang, Kalimantan Utara menyebabkan kebutuhan akan rumah juga meningkat. Akan tetapi, kebutuhan tersebut tidak diimbangi dengan ketersediaan lahan. Tuntutan inilah yang membuat gencarnya pembangunan gedung bertingkat di Kalimantan Utara (Barbara dan Umilia 2014).

Pada gedung-gedung bertingkat saat ini sudah menggunakan beton mutu tinggi. Sehingga kebutuhan teknologi beton mutu tinggi pun meningkat, khususnya untuk bentang panjang (Pujianto 2011). Hal ini dikarenakan pada gedung-gedung bertingkat biasanya membutuhkan ruang pertemuan yang luas tanpa kolom. Oleh karena itu, dibutuhkan desain gedung dengan bentang panjang yang efektif dan efisien untuk memaksimalkan tata guna ruang pada gedung bertingkat.

Gedung Golden Tulip memiliki fungsi sebagai hotel, bangunan yang direncanakan ini sebagian memiliki ruang luas dan bebas yang digunakan untuk ruangan pertemuan atau pameran. Pada pembangunan gedung ini menggunakan struktur utama beton bertulang dan baja pada ruang pertemuan atau pameran yang terdiri dari 7 lantai. Gedung ini akan dimodifikasi strukturnya menjadi struktur beton bertulang dan beton pratekan pada ruang pertemuan atau pameran yang terdiri dari 12 lantai.

Struktur balok yang digunakan pada lantai atap untuk modifikasi gedung ini harus mampu menjangkau bentang panjang, dan juga harus memiliki dimensi yang relatif kecil. Sehingga struktur balok yang menjadi pilihan untuk modifikasi ini adalah balok dengan beton pratekan. Struktur beton pratekan lebih banyak digunakan karena struktur ini relatif lebih murah dibanding dengan beton bertulang untuk struktur yang bentangnya cukup panjang (Sutarja 2006).

Penggunaan beton pratekan memungkinkan pemanfaatan seluruh penampang melintang beton dalam menerima beban, sehingga dengan penampang melintang yang lebih kecil, beban yang mampu dipikul serta panjang bentang nya sama dengan beton biasa. Komponen struktur pratekan memiliki dimensi balok lebih kecil dibandingkan dengan beton bertulang konvensional dengan kondisi beban yang sama. Komponen struktur beton prategang mempunyai tinggi antara 65 sampai 80 persen dari tinggi komponen struktur beton bertulang. Dengan demikian, komponen struktur prategang membutuhkan lebih sedikit beton, dan sekitar 20 sampai 30 persen banyaknya tulangan. (Nawy 2001).

Dari uraian tersebut, telah diketahui beberapa kelebihan-kelebihan beton prategang. Oleh karena itu diharapkan dalam menyelesaikan permasalahan modifikasi Gedung Golden Tulip dapat menjadi efektif dan efisien agar dapat memenuhi segala persyaratan keamanan, sehingga modifikasi dapat dilaksanakan dengan tepat.

1.2 Perumusan Masalah

Perancangan struktur ini akan menyelesaikan permasalahan - permasalahan sebagai berikut :

1. Bagaimana menentukan permodelan struktur dengan asumsi pembebanan sesuai peraturan yang ada.
2. Bagaimana menganalisa sistem yang paling tepat untuk struktur penahan gempa yang terdapat pada gedung tersebut.
3. Bagaimana menghitung struktur sekunder pada gedung tersebut.
4. Bagaimana perencanaan gedung tersebut dengan adanya modifikasi balok pratekan.
5. Bagaimana menghitung pendetailan struktur utama meliputi balok induk, kolom, serta balok pratekan dengan metode pasca tarik (*Post tension*).
6. Bagaimana menghitung struktur pondasi.

7. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan ke dalam gambar teknik.

1.3 Maksud dan Tujuan

Tujuan secara rinci dari pembahasan tugas akhir ini yaitu :

1. Menentukan permodelan struktur dengan asumsi pembebanan sesuai dengan peraturan yang ada.
2. Menganalisa perhitungan gempa menurut peraturan yang baru.
3. Merencanakan struktur sekunder pada gedung tersebut.
4. Merencanakan gedung tersebut dengan adanya modifikasi menggunakan balok pratekan.
5. Menerapkan perhitungan struktur dengan komputerisasi dalam hal ini menggunakan program bantu *ETABS*.
6. Menghitung struktur pondasi yang tepat pada gedung tersebut.
7. Menyajikan hasil - hasil dari perhitungan perencanaan melalui gambar rencana.

1.4 Batasan Masalah

Batasan Masalah dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Perencanaan ini tidak meninjau segi arsitektural.
2. Konstruksi balok pratekan yang digunakan adalah dengan metode post tension.
3. Tidak menghitung anggaran biaya.
4. Perancangan ini tidak termasuk memperhitungkan sistem utilitas bangunan, perencanaan pembuangan saluran air bersih dan kotor, instalasi/jaringan listrik, finishing dsb. Sistem distribusi pembebanan dalam hal ini ditetapkan sesuai dengan peraturan yang telah ada.

1.5 Manfaat

Adapun manfaat yang diperoleh dari pengerjaan tugas akhir ini adalah :

1. Memahami aplikasi penggunaan beton pratekan pada bangunan gedung bertingkat.

2. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari.
3. Dapat digunakan sebagai acuan untuk perhitungan desain beton pratekan kedepannya.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

1.1 Umum

Pembangunan konstruksi dengan menggunakan beton bertulang merupakan jenis konstruksi yang paling banyak digunakan karena mudah dalam mendapatkan material dan pelaksanaannya. Beton bertulang efektif digunakan pada konstruksi dengan bentang balok yang tidak terlalu panjang. Sedangkan untuk konstruksi balok dengan bentang yang panjang digunakan beton prategang dengan dimensi yang relatif kecil (Sutarja 2006).

Pada lantai 12 terdapat ruang pertemuan yang mana direncanakan menggunakan balok prategang, mengingat fungsinya sebagai ruangan luas tanpa kolom ditengahnya. Selain itu pada perencanaan pondasi juga disertakan. Pondasi pada gedung ini menggunakan grup tiang pancang. Pada bab ini akan membahas mengenai teori yang digunakan dalam perhitungan tugas akhir ini berdasarkan pedoman perencanaan yang berlaku.

1.2 Beton Bertulang

Beton dalam konstruksi teknik didefinisikan sebagai batu buatan yang dicetak pada suatu wadah atau cetakan dalam keadaan cair kental, yang kemudian mampu untuk mengeras secara baik. Beton dihasilkan dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu pecah, atau bahan semacam lainnya, dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan berlangsung. Bahan pengikat yang dipakai umumnya adalah dari jenis semen *portland* (s.p.) atau disebut juga *Portland Cement* (P.C.). Agregat kasar yang dipakai pada umumnya adalah kerikil atau batu pecah kecil (kricak) dan pasir sebagai agregat halus yang biasa digunakan. Untuk mudahnya dapat disebutkan, beton terdiri dari campuran semen portland, pasir dan kerikil atau batu pecah ditambah dengan air untuk proses pembuatan beton (Wikana dan Widayat 2007).

Beton pada dasarnya kuat menahan tekan tetapi lemah terhadap tarik, oleh karena itu beton dipadukan dengan baja tulangan yang kuat terhadap tarik sehingga didapatkanlah suatu kesatuan beton bertulang yang bisa digunakan pada konstruksi bangunan. Menurut SNI 2847-2013 beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang disyaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan (beton dan baja tulangan) dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton.

1.3 Beton Pratekan

Beton merupakan salah satu bahan yang mempunyai kuat tekan yang tinggi namun dari segi kuat tarik yang rendah, sedangkan baja merupakan material yang mempunyai kuat tarik tinggi. Oleh karenanya kedua bahan tersebut diharapkan dapat dikombinasikan agar didapat bahan yang kuat terhadap tarik dan tekan (Budiadi 2008). Kombinasi yang terjadi pada beton pratekan merupakan kombinasi yang aktif dari beton dan baja, yaitu dengan menarik baja dengan tegangan gaya tertentu dan melepaskannya sehingga mewujudkan beton dalam keadaan tertekan.

Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara – cara aktif, hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahanya ke beton, jadi membuat beton dalam

keadaan tertekan. Dengan kombinasi aktif ini akan didapat perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Jadi beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin & Burns 1993).

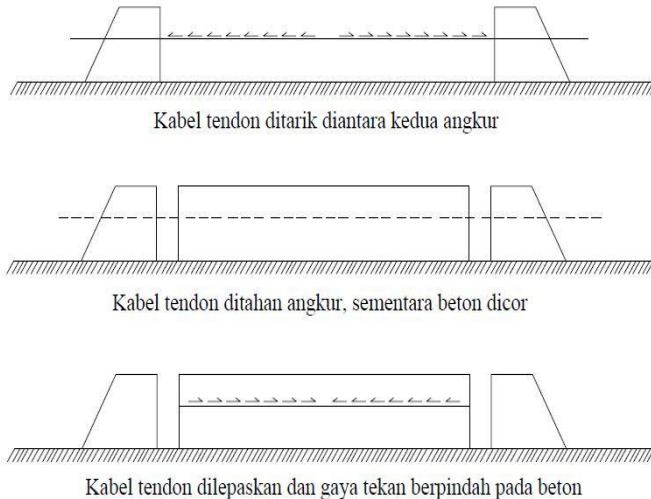
Pengaruh dari struktur portal kolom dan balok terhadap balok beton prategang terletak pada gaya aksial dan momen yang diterima. Adanya gaya prategang awal (aksial) yang bekerja pada balok portal dengan suatu penampang kolom, maka gaya aksial yang bekerja pada balok tersebut akan berkurang. Besarnya nilai gaya aksial yang berkurang tersebut akan menjadi gaya geser pada kolom. Pengurangan gaya aksial pada balok ini dikarenakan pengaruh kekakuan kolomnya. Bila kolom tersebut diperbesar penampangnya, maka gaya aksial (prategang) yang bekerja pada balok dapat dipastikan akan berkurang. Besarnya momen yang terjadi pada balok tersebut juga mengalami perubahan. Momen tersebut dihasilkan oleh gaya aksial prategang terhadap jarak eksentrisitas kabel terhadap titik berat penampang beton. Dengan adanya kolom pada balok menerus prategang, maka besarnya nilai momen yang terjadi pada balok juga akan berkurang. Kekakuan kolom membuat momen-momen yang seharusnya terjadi pada balok terserap pada area kolom (Suryadi 2009).

2.3.1 Metode Sistem Pratekan

1. Sistem Pratarik (Pre-tension)

Sistem pratarik dimana tendon terlebih dahulu ditarik antara blok-blok angkur yang tegar (*rigid*) yang dicetak di atas tanah atau di dalam suatu kolom atau perangkat cetakan pratarik, dan beton selanjutnya di cor dan dipadatkan sesuai dengan bentuk dan ukuran yang diinginkan. Oleh karena semua metode pratarik bersandar pada rekatan yang timbul antara baja dan beton sekelilingnya, adalah penting bahwa setiap tendon harus merekat sepenuhnya sepanjang seluruh panjang badan. Setelah beton mengering, tendon dilepaskan dari alas prapenarikan dan prategang ditransfer ke beton (Budiadi 2008).

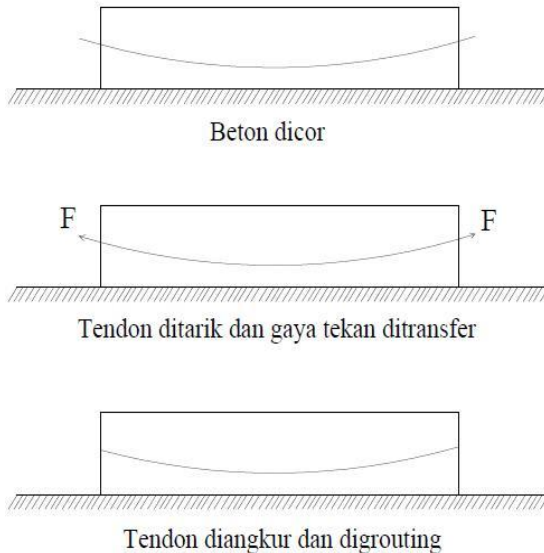
Transfer prategang beton biasanya dilaksanakan dengan dongkrak hidrolik atau dongkrakan sekrup yang besar, dimana semua kawat dilepaskan secara bersamaan setelah beton mencapai kekuatan tekan yang disyaratkan.



Gambar 2.1 Ilustrasi Beton Pratekan Pratarik
(Sumber : Desain Praktis Beton Prategang, Andri Budiadi)

2. Sistem Pascatarik (*Post-tension*)

Sistem pascatarik dimana unit beton terlebih dahulu dicetak dengan memasukkan saluran atau alur untuk menempatkan tendon. Apabila beton sudah cukup kuat, maka kawat bermutu tinggi ditarik dengan menggunakan bantalan dongkrak pada permukaan ujung batang dan kawat diangkurkan dengan pasak atau mur. Gaya-gaya diteruskan ke beton oleh angkur ujung dan juga apabila kabel melengkung, melalui tekanan radial antara kabel dan saluran. Ruang antara tendondan saluran pada umumnya digROUT setelah penarikan (Budiadi 2008).



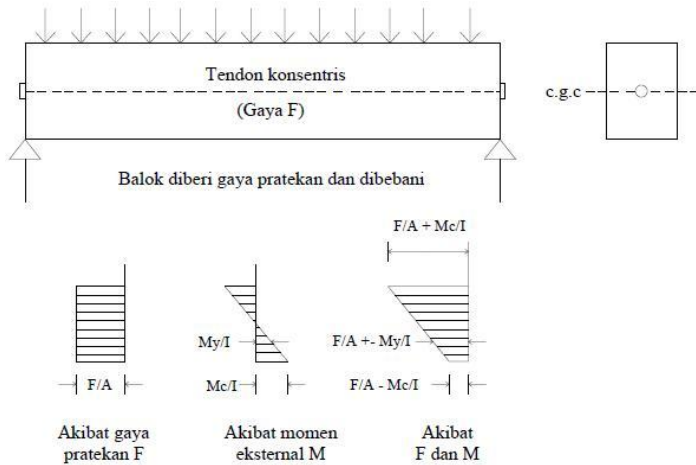
Gambar 2.2 Ilustrasi Beton Pratekan Pascatarik
(Sumber : Desain Praktis Beton Prategang, Andri Budiadi)

2.3.2 Prinsip Dasar Beton Pratekan

1. Sistem Pratekan Untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan yang Elastis.

Pada konsep yang pertama ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton yang pada dasarnya tidak mampu menahan tarik namun mampu memikul tekan dengan dilakukannya penekanan (pemberian gaya prategang) beton menjadi dapat memikul tegangan tarik (Lin dan Burns 1993).

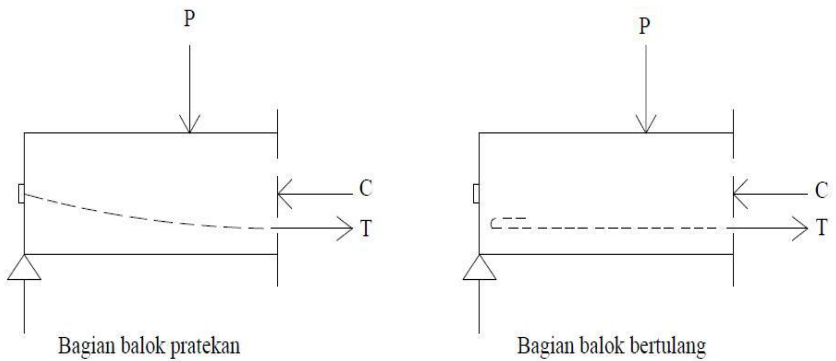
Dalam bentuk yang sederhana, ditinjau sebuah balok persegi panjang yang diberi gaya prategang oleh sebuah tendon melalui sumbu yang melalui titik berat dan dibebani oleh gaya eksternal, seperti gambar 2.3.



Gambar 2.3 Konsep Beton Prategang sebagai Bahan yang Elastis
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

2. Sistem Pratekan Untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton.

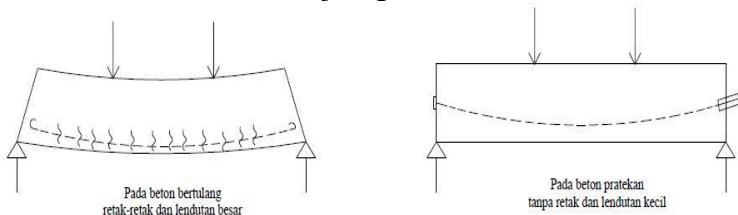
Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal.



Gambar 2.4 Momen Penahan Internal Beton Pratekan dan Beton Bertulang

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Pada beton prategang baja mutu tinggi dipakai dengan jalan menariknya sebelum kekuatannya dimanfaatkan sepenuhnya. Karena jika baja mutu tinggi tersebut ditanamkan seperti pada beton bertulang biasa, akan terjadi retak – retak di beton sekitar sebelum seluruh kekuatan baja digunakan.



Gambar 2.5 Balok Beton Menggunakan Baja Mutu Tinggi

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

3. Sistem Prategang Untuk Mencapai Kesetimbangan Beban.

Konsep ini menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Pada

keseluruhan disain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi.

2.3.3 Kehilangan Gaya Pratekan

Berdasarkan Desain Struktur Beton Prategang oleh T.Y Lin, kehilangan gaya prategang yang terjadi antara lain :

a. Rangkak (CR)

Rangkak pada beton terjadi karena deformasi akibat adanya tegangan pada beton sebagai satu fungsi waktu. Pada struktur beton prategang, rangkak mengakibatkan berkurangnya tegangan pada penampang.

b. Perpendekan elastis beton (ES)

Pada struktur yang menggunakan kabel tunggal, tidak mengalami kehilangan gaya prategang akibat perpendekan beton, karena gaya pada kabel diukur setelah perpendekan tersebut terjadi. Namun pada penampang yang memakai lebih dari satu kabel, maka kehilangan gaya prategang ditentukan oleh kabel yang pertama ditarik dan memakai harga setengahnya untuk mendapatkan rata-rata semua kabel. Kehilangan gaya pada struktur pasca tarik didapat dengan :

c. Susut Beton (SH)

Besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor, meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, tipe perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian prategang, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan.

Struktur pascatarik, kehilangan prategang akibat susut agak lebih kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian pasca tarik.

d. Relaksasi pada tendon (RE)

Akibat terjadinya perpendekan elastis (kehilangan gaya prategang seketika setelah peralihan) dan gaya prategang yang tergantung waktu, CR dan SH ada pengurangan berkelanjutan

pada tegangan beton, jadi kehilangan gaya prategang akibat relaksasi berkurang. Sebenarnya balok prategang mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkai yang tergantung pada nilai waktu. Oleh karena itu, ACI memberikan perumusan untuk menghitung kehilangan gaya prategang dimana nilai dari K_{re} , J dan C tergantung dari jenis dan tipe tendon.

e. Pengangkuran / Slip Angkur (ANC)

Slip pada angkur terjadi sewaktu kawat dilepaskan dari mesin penarik dan ditahan pada angkur. Panjang atau besarnya slip tergantung pada tipe angkur dan tegangan pada kawat tendon.

f. Friksi / Gesekan Kabel (P_s)

Pada struktur beton prategang dengan tendon yang melengkung diketahui adanya gesekan pada sistem penarik (jacking) dan angkur sehingga tegangan yang ada pada tendon lebih kecil daripada yang terdapat pada alat baca tekanan (pressure gauge). Kehilangan tegangan akibat gesekan pada tendon sangat dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong

2.4 Pondasi

Pondasi merupakan komponen struktur bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah yang diterima dari kolom. Struktur pondasi sangat penting mengingat sebagai struktur terbawah dalam menahan beban struktur di atasnya. Terdapat dua macam pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Dikatakan pondasi dangkal apabila perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) kurang dari 4 atau lima. Sedangkan pondasi dalam memiliki perbandingan kedalaman pondasi dengan diameternya lebih besar sama dengan 10 (*Wahyudi, 1999*).

Hal-hal yang perlu diperhitungkan dalam perencanaan pondasi diantaranya adalah jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah. Hal tersebut sangat berkaitan dengan daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Pada perencanaan

pondasi gedung *Golden Tulip* menggunakan pondasi tiang pancang yang termasuk jenis pondasi dalam.

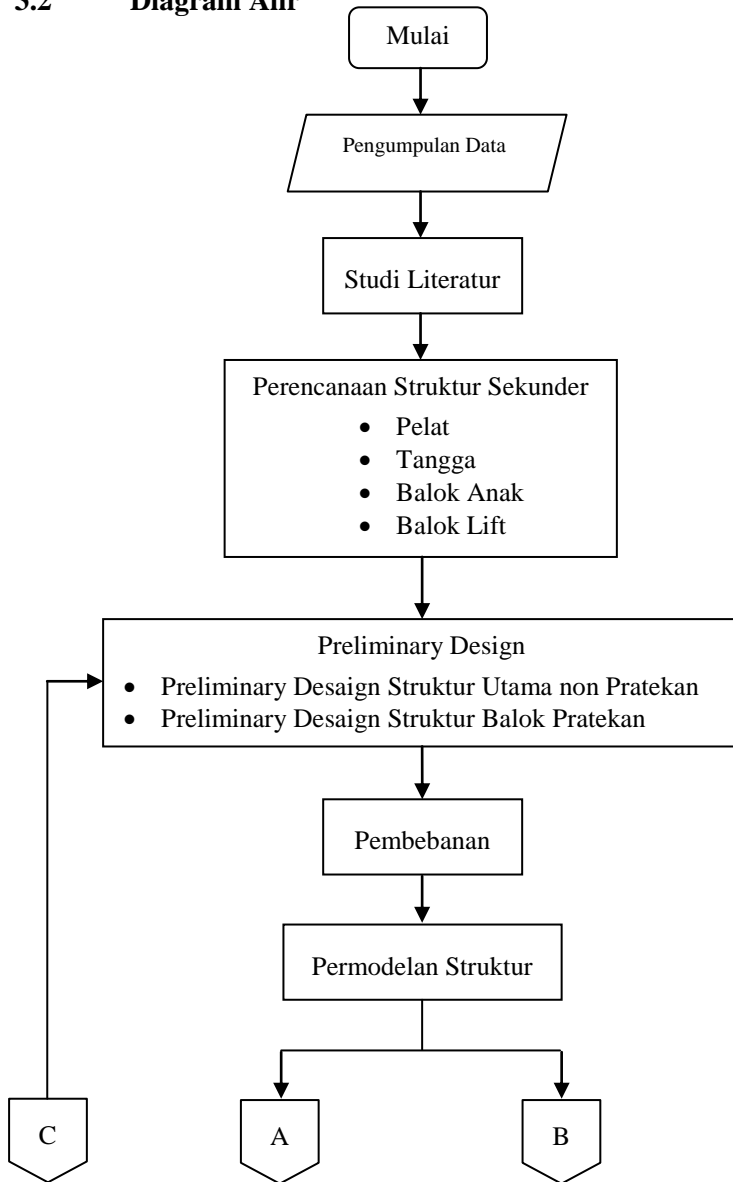
BAB III

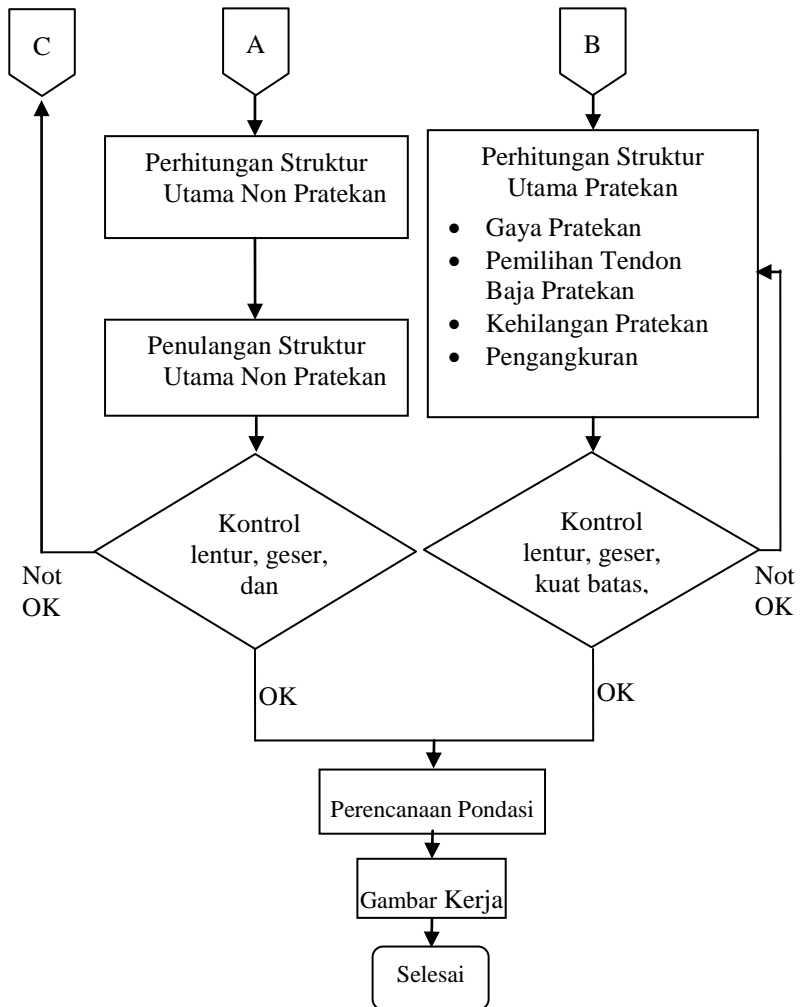
METODOLOGI

3.1 Umum

Dalam menyelesaikan penulisan tugas akhir diperlukan metode dan urutan yang jelas dan sistematis. Oleh karena itu, dibuat suatu metodologi yang dimaksudkan agar pengerjaan tugas akhir ini berjalan dengan baik dan efektif. Metodologi ini membahas langkah-langkah atau urutan-urutan serta metode yang akan dipakai dalam penyelesaian tugas akhir.

3.2 Diagram Alir





Gambar 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Pengumpulan Data

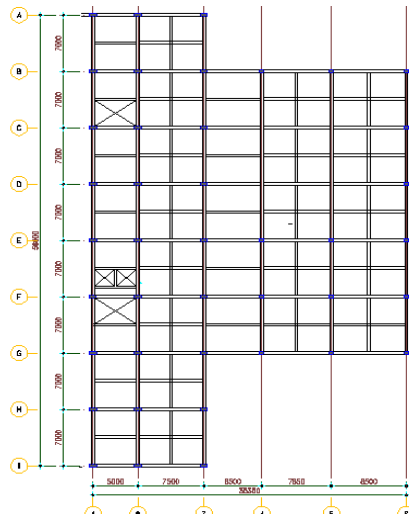
Pengumpulan data untuk perencanaan gedung meliputi gambar struktur, gambar arsitek dan data tanah.

Data Umum Bangunan :

- Nama Gedung : Gedung Golden Tulip Essensial Hotel
- Lokasi : Bojonegoro, Jawa Timur
- Fungsi : Hotel
- Jumlah Lantai : 7
- Tinggi Gedung : 29,25 meter
- Struktur Utama : Beton Bertulang dan Baja

Data Modifikasi Bangunan :

- Nama Gedung : Gedung Golden Tulip Essensial Hotel
- Lokasi : Kuala Lapang, Kalimantan Utara
- Fungsi : Hotel
- Jumlah Lantai : 12
- Tinggi Gedung : 39 meter
- Struktur Utama : Beton Bertulang dan Beton Pratekan
- Mutu Beton (f'_c) : 35 MPa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa



Gambar 3.2 Gambar Rencana

3.4 Studi Literatur

Studi literatur yang dilakukan dengan menggunakan beberapa buku pustaka dan peraturan mengenai perancangan beton prategang dan struktur gedung secara umum yang akan sangat membantu dalam pengerjaan tugas akhir ini, diantaranya :

1. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013).
2. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur. Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2012).
3. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG 1983).
4. Beton Prategang edisi ketiga (T.Y.Lin dan H. Burns, 1993).
5. Beton Prategang (Edward G. Nawy, 2011).
6. Perancangan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa (Rahmat Purwono, 2014).
7. Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi, 1999).

3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi :

3.5.1 Perencanaan Pelat

Penentuan tebal pelat minimum sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2

- Untuk pelat tanpa balok interior yang membentang diantara dua tumpuan dan memiliki $\alpha_{fm} \leq 0,2$, harus memenuhi ketentuan tabel 9.5(c) dan tidak kurang dari :

125 mm untuk tebal pelat tanpa panel drop

100 mm untuk tebal pelat dengan panel drop

Syarat ketebalan pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3 :

- Untuk $0,2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi dan tidak boleh kurang dari 125 mm
- Untuk $\alpha_{fm} \geq 2$ ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari $h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ dan tidak boleh kurang dari 90mm

Keterangan :

- ℓ_n = panjang bentang bersih arah memanjang pelat (m)
- β = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat
- α_{fm} = nilai rata-rata dari α untuk semua balok pada tepi dari suatu pelat
- α_f = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat
- f_y = kuat leleh baja non-prategang (MPa)

3.5.2 Perencanaan Tangga

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana : t = tinggi injakan
 i = lebar injakan

$$\alpha = \text{sudut kemiringan tangga } (25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ)$$

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol).

3.5.3 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak menggunakan ketentuan momen yang bekerja pada balok sesuai dengan PBI 1971 halaman 199

tabel 13.2 untuk koefisien momen dan tebal minimum balok sesuai dengan SNI-0302847-2013 pasal 9.5.2 tabel 9.5(a).

3.5.4 Perencanaan Balok Lift

Balok lift di desain berdasarkan beban yang diperkirakan akan dipikul oleh balok lift tersebut, berdasarkan menentukan kapasitas yang akan direncanakan.

3.6 Preliminary Design

3.6.1 Preliminary Desain Struktur Utama Non Pratekan

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013, meliputi :

1. Preliminary desain balok.

SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.1 mengatur tentang ketebalan minimum balok jika lendutan tidak dihitung, yang diberikan pada tabel 9.5(a)

$$\text{Untuk balok induk : } h_{\min} = \frac{L}{16}$$

$$\text{Untuk balok anak : } h_{\min} = \frac{L}{21}$$

Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$

$$bw = \frac{2}{3} \cdot h_{\min}$$

SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1.3 mengatur tentang lebar balok (b_w) tidak boleh kurang dari nilai terkecil dari $0,3 h_{\min}$ dan 250 mm.

2. Preliminary desain kolom.

Dengan cara pendekatan strong column weak beam didapatkan rumus :

$$\frac{E_c \cdot I_{kolom}}{L_{kolom}} \geq \frac{E_c \cdot I_{balok}}{L_{balok}}$$

$$\frac{\left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \right)_{kolom}}{L_{kolom}} \geq \frac{\left(\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \right)_{balok}}{L_{balok}}$$

3.6.2 Preliminary Design Struktur Balok Pratekan

Tinggi balok prategang $h \min = \frac{L}{20}$

Lebar balok prategang $b \min = \frac{2 \cdot h \min}{3}$

3.7 Pembebanan

Jenis beban yang diperhitungkan dalam perancangan ini adalah sebagai berikut :

1. Beban Mati (SNI 03-1727-2013) pasal 3.
2. Beban Hidup (SNI 03-1727-2013) pasal 4.
3. Beban Gempa (SNI 03-1726-2012)

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1

Persamaan 1 $U = 1,4D$

Persamaan 2 $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$

Persamaan 3 $U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$

Persamaan 4 $U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$

Persamaan 5 $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$

Persamaan 6 $U = 0,9D + 1,0W$

Persamaan 7 $U = 0,9D + 1,0E$

kecuali sebagai berikut:

- (a) Faktor beban pada beban hidup L dalam Pers. (3) sampai (5) diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan

publik, dan semua luasan dimana L lebih besar dari $4,8 \text{ kN/m}^2$.

- (b) Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, $1,6W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $1,0W$ dalam Pers. (4) dan (6), dan $0,8W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $0,5W$ dalam Pers. (3).

- (c) Dihilangkan karena tidak relevan

Dimana :

L_r = beban hidup atap ; D = beban mati
 L = beban hidup ; E = beban gempa
 R = beban hujan ; W = beban angin

3.8 Analisis Gempa

Menurut ACI 2008, beban gempa yang dialami oleh struktur sebagian dipikul oleh komponen baja prategang hanya diperbolehkan maksimal 25% dari beban gempa yang terjadi.

Langkah-langkah dalam menentukan beban gempa yang terjadi pada bangunan tersebut, antara lain sebagai berikut :

1. Menentukan data desain meliputi :
 - a. Denah struktur.
 - b. Potongan Memanjang struktur.
 - c. Potongan Melintang struktur.
2. Menentukan parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R pada periode pendek, redaman 5% (S_s) dan parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R pada periode 1 detik, redaman 5% (S_1).

Setelah menghitung parameter respons spectral percepatan gempa, grafik respon spektrum dapat dibuat dengan ketentuan di bawah ini berdasarkan (SNI 03-1726-2012 pasal 6.4) :

1. Untuk $T < T_0$: $S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0})$

2. Untuk $T_0 < T < T_s$: $S_a = S_{DS}$

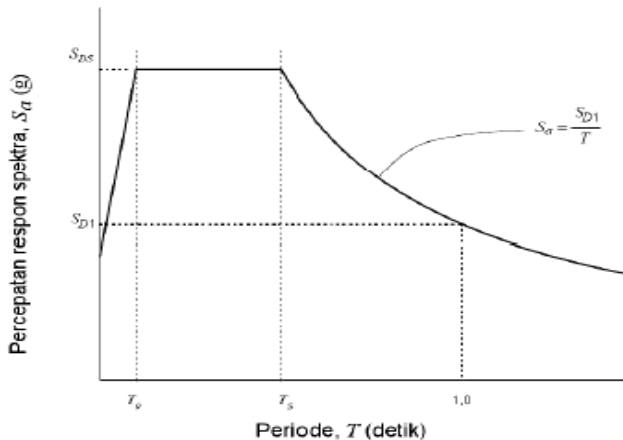
3. Untuk $T > T_s$: $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$

Keterangan :

T = perioda getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$



Gambar 3.3 Spektrum Respons Desain
(Sumber : SNI 03-1726-2012 Gambar 6.4.1)

3. Menentukan Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata (\bar{N})

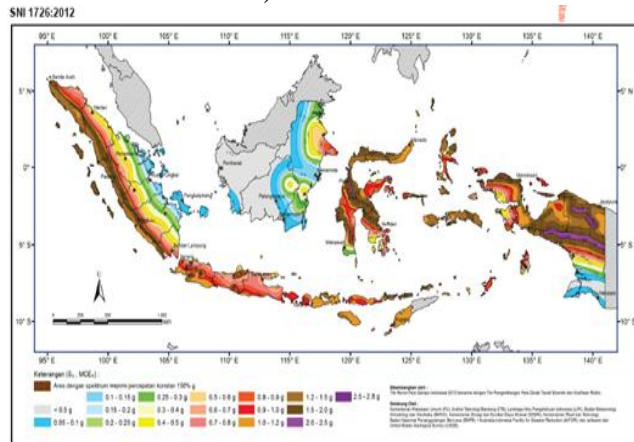
$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{N_i}}$$

Keterangan :

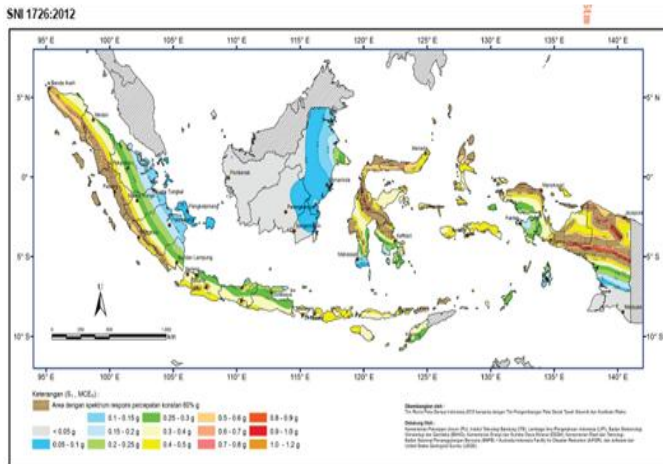
N_i = Tahanan penetrasi standar 60 persen energi (N60) yang terukur langsung dilapangan tanpa koreksi, dengan nilai tidak lebih dari 305 pukulan/m.

di = Ketebalan lapisan tanah non-kohefif yang terdapat pada 30 m lapisan paling atas.

4. Menentukan parameter percepatan tanah (S_s, S_1) (SNI 03-1726-2012 Pasal 14)



Gambar 3.4 Peta untuk S_s (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget, dengan Periode Ulang Gempa 2500 th)
(Sumber : SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.5 Peta untuk S1 (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget, dengan Periode Ulang Gempa 2500 th)
(Sumber : SNI 03-1726-2012)

5. Menentukan faktor Koefisien Situs (F_a , F_v).

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 6.2 koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan tabel 4 dan tabel 5.

Tabel 3.1 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^a				

(Sumber : SNI 1726:2012 Tabel 4)

Tabel 3.2 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

(Sumber : SNI 1726:2012 Tabel 5)

6. Menghitung S_{MS} dan S_{M1} .

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs

$$S_{MS} = F_a.S_s$$

$$S_{M1} = F_v.S_1$$

Setelah menghitung parameter spektrum respons, dapat dilakukan perhitungan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1})

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

7. Menentukan faktor keutamaan dan kategori resiko bangunan gedung

a. Kategori resiko bangunan

Pada gedung yang dimodifikasi ini sesuai dengan tabel 3.3 Kategori resiko bangunan, maka termasuk pada kategori resiko bangu

Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV
--	----

(Sumber : SNI 1726:2012 Tabel 1)

b. Faktor keutamaan

Pada faktor keutamaan sesuai dengan kategori resiko bangunan yang didapatkan adalah II, $I_e = 1,0$

Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber : SNI 1726:2012 Tabel 2)

8. Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (C_d) dan Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726-2012 Pasal 7.2.2). Pada tabel 3.7 didapat nilai $R=5$; $\Omega_0=3$; $C_d=4\frac{1}{2}$

Tabel 3.5 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2012 Tabel 6)

Tabel 3.6 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2012 Tabel 7)

Tabel 3.7 Faktor R, Cd dan Ω_0 Untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
24.Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB
25.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	48	48	30
26.Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	Ti
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^{h,j}	Ti ^h	Ti ^j
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	Ti ^h	Ti ^h	Ti ^j
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	Ti	Ti	Ti
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	Ti	Ti	Ti
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5%	48	48	30	Ti	Ti
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	Ti	Ti	Ti	Ti
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembuatan	3%	3 ^a	3%	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	Ti	Ti	Ti
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	Ti	Ti	Ti
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5%	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3%	TB	TB	Ti	Ti	Ti
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber : SNI 1726:2012 Tabel 9)

9. Eksentrisitas dan Torsi

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.4.1; pasal 7.8.4.2; dan pasal 7.8.4.3, terdapat dua jenis torsi yang terjadi, yaitu torsi bawaan dan torsi tak terduga. Jika gaya gempa diterapkan secara

serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5% yang diisyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah ortogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh lebih besar.

Torsi di dalam SNI 03-1726-2012 termasuk ke dalam ketidakberaturan horizontal. Untuk mengetahui ada tidaknya ketidakberaturan torsi pada suatu struktur dapat ditentukan dengan melihat defleksi maksimum (δ_{\max}) dan defleksi rata-rata (δ_{avg}) pada struktur tersebut seperti pada Gambar 3.2. Berikut ini merupakan tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi maksimum (δ_{\max}) dan defleksi rata-rata (δ_{avg}):

- a. $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$: Tanpa ketidakberaturan torsi
- b. $1,2 \delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1,4 \delta_{\text{avg}}$: Ketidakberaturan torsi 1a
- c. $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$: Ketidakberaturan torsi 1b

Di dalam SNI 03-1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga (A_x). Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D,E, atau F, di mana tipe 1a atau 1b ketidakberaturan torsi terjadi seperti didefinisikan pada Tabel 3.7 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan M_{ta} di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran (A_x) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.2 dan ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

Di mana:

δ_{\max} = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$

δ_{avg} = rata-rata perpindahan di titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$

Faktor pembesaran torsi A_x tidak diisyaratkan melebihi 3

Tabel 3.8 Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel13 12.2.2	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel13 12.2.2	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

(Sumber : SNI 1726:2012 Tabel 10)

10. Menentukan prosedur analisis gaya lateral.

11. Prosedur gaya lateral ekuivalen.

3.9 Analisa struktur

Analisa struktur utama menggunakan *software ETABS* untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama.

3.10 Perencanaan Struktur Utama Non Pratekan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan program ETABS dilakukan kontrol desain. Pada bagian ini akan dibahas kontrol desain pada beton bertulang biasa menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Selain itu juga dilakukan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 2847-2013.

1. Balok Induk

- Penulangan lentur pada:

a. Tumpuan.

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} ; \rho_{\max} = \frac{0,75 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$A_s_{\text{pakai}} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

Cek momen nominal tulangan terpasang

$$M_n = (A_s \cdot f_y = A_s' \cdot f_s') \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + (A_s' \cdot f_s') \cdot (d - d')$$

b. Lapangan.

Pengecekan balok T

$$M_n = \frac{Mu}{0,8} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Nilai $a \leq b_f$ balok persegi ; nilai $a \leq b_f$ balok T

- Penulangan Geser:

Perumusan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.4

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ln} + \frac{W_u \cdot \ln}{2}$$

$$M_{pr1,2} = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Kontrol kuat geser nominal

$$V_{maks} > V_s \quad ; V_{maks} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$$

Pemasangan begel

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d'}{s}$$

- Penulangan Torsi :

$$T_c = \frac{\phi \cdot \sqrt{f'c}}{12} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$T_c > T_u$$

- Panjang penyaluran :

Panjang penyaluran tulangan tarik sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.2

$$l_d = db \cdot \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}}$$

Panjang penyaluran tulangan tekan sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.3.2

diambil yang terbesar antara $l_{dc} = d_b \cdot \frac{0,24 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}$ dan

$$l_{dc} = 0,043 \cdot d_b \cdot f_y$$

dan nilai $l_{dc} > 200 \text{ mm}$

2. Kolom

- Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.1 gaya tekan aksial terfaktor P_u :

$$P_u \geq A_g \cdot \frac{f'_c}{10} \text{ dimana dimensi kolom terpendek lebih}$$

besar dari 300 mm dan rasio dimensi b/h lebih besar dari 0,4

- Penulangan memanjang kolom direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 10.3.6.2

$$\phi P_n \text{ maks} = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st})) + (f_y \cdot A_{st})$$

$$\phi P_n \text{ maks} \geq \phi P_n$$

- Persyaratan terhadap gaya geser dimana nilai gaya geser diambil yang terbesar dari

$$V_e = \frac{2 \cdot M_{pr}}{h} \quad \text{dan} \quad V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{l_n}$$

- Pengekangan Kolom

l_0 dikekang dengan spasi tulangan transversal sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.1 dan pasal 21.6.4.4 kebutuhan

$$A_{sh} = 0,3 \cdot \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad ; \quad V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \quad ;$$

$$\phi (V_s + V_c) > V_u$$

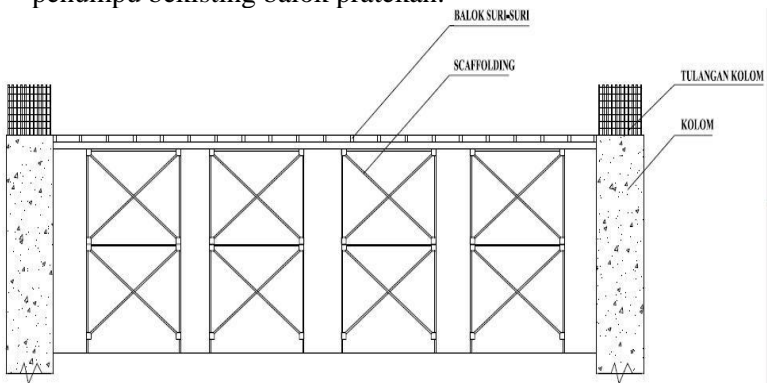
- Panjang sambungan lewatan sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3

$$ld = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_s}{1,1 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

3.11 Metode Pelaksanaan Struktur Pratekan

Metode sistem balok beton pratekan pada Tugas Akhir ini adalah menggunakan sistem pasca tarik yaitu metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Balok beton pratekan dibuat secara *case in place* atau pengecoran ditempat. Metode pelaksanaan dari sistem pasca tarik yaitu :

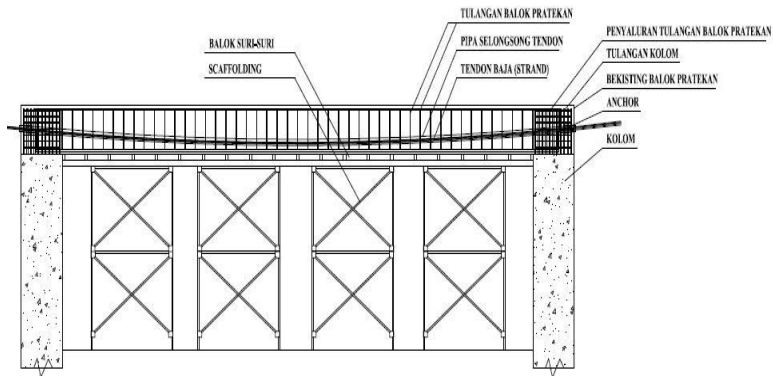
1. Setelah kolom penumpu balok pratekan selesai dicor, kemudian scaffolding diinstal beserta balok suri-suri sebagai penumpu bekisting balok pratekan.



Gambar 3.6 Pemasangan Scaffolding dan Balok Suri-suri

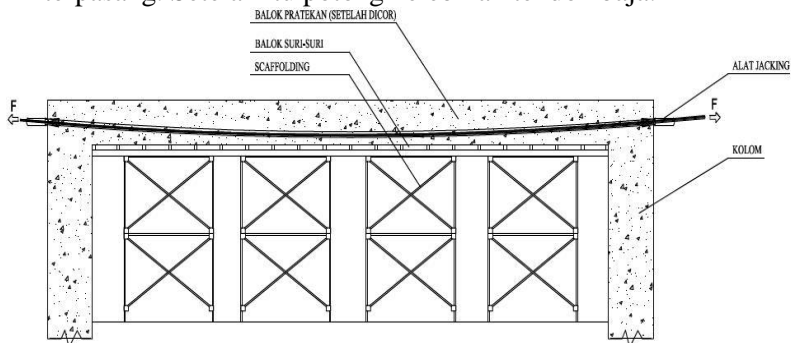
2. Membuat bekisting balok prategang yang sesuai dengan rencana letak komponen balok.
3. Tulangan balok prategang dan pipa selongsong tendon diinstal sesuai perencanaan.

4. Pada hubungan antara kolom dan balok prategang, panjang penyaluran tulangan diatur sedemikian rupa sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 12.
5. Masukkan tendon baja (strand) kedalam pipa selongsong dan pasang *anchor* tendonnya.



Gambar 3.7 Pemasangan Bekisting, Pipa Selongsong dan Tendon Balok Preakan

6. Beton dicor kedalam bekisting balok.
7. Setelah balok mengeras, pasang *head anchor* kemudian dilanjutkan proses *jacking* pada kedua ujung tendon yang telah terpasang. Setelah itu potong kelebihan tendon baja.



Gambar 3.8 Proses *Jacking* Balok Preakan

8. Pasang *anchor grout cap* dan dilanjutkan proses *grouting*.

3.12 Perencanaan Struktur Utama Pratekan

Analisa struktur utama pratekan menggunakan langkah-langkah perencanaan sebagai berikut yang didasarkan sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.

3.12.1 Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dua tahap pembebanan yaitu :

1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

- a. Sebelum diberi gaya prategang
- b. Pada saat diberi gaya prategang
- c. Pada saat peralihan gaya prategang

2. Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur. Beban terdiri dari beban mati berupa berat beton sendiri dan belat pelat serta beban hidup.

3.12.2 Gaya Pratekan

Penentuan gaya pratekan awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang. Momen total didapat dari hasil analisa program SAP sehingga didapat perencanaan gaya prategang $F = \frac{M_T}{0,65h}$ dan

diasumsi telah mengalami kehilangan gaya prategang sebesar 20% dari gaya prategang awal F_0 . Kemudian gaya prategang tersebut dikontrol terhadap tegangan ijin beton :

- Kontrol gaya prategang akibat beban mati dan pelat

$$\sigma_{top} \leq \frac{F_0}{A} - \frac{F_0 \cdot e}{W_t} + \frac{M_{total}}{W_t}$$

$$\sigma_{bottom} \geq \frac{F_0}{A} - \frac{F_0 \cdot e}{W_b} + \frac{M_{total}}{W_b}$$

- Kontrol gaya prategang setelah kehilangan prategang

$$\sigma_{top} \geq \frac{F}{A} - \frac{F \cdot e}{W_t} + \frac{M_{total}}{W_t}$$

$$\sigma_{bottom} \leq \frac{F_0}{A} + \frac{F_0 \cdot e}{W_b} - \frac{M_{total}}{W_b}$$

3.12.3 Pemilihan Tendon Baja Pratekan

Pemilihan tendon baja pratekan sangat dipengaruhi oleh gaya pratekan yang ada. Setelah memilih tendon baja pratekan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan tata letak kabel. Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan sesuai peraturan.

tipe baja prategang yang memiliki nilai f_{pu}

$$f_{p_{max}} = 0,74 \times f_{pu}$$

$$\text{luas tendon diperlukan } A_{perlu} = \frac{F_0}{f_{p_{maks}}}$$

3.12.4 Kehilangan Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan pada saat tertentu sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 18.6. Ada 2 macam kategori kehilangan prategang :

- Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya pratekan

pada pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

- Akibat pengangkuran $ANC = F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{ps}$
- Akibat perpendekan elastis $ES = Kes.Es \cdot \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$
- Akibat gesekan $F_{pF} = F_i \times e^{-(\mu\alpha + KL)}$
- Akibat kekangan kolom $\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$

- Kehilangan tergantung waktu atau tidak langsung terdiri dari:

- Akibat rangkak $CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (f_{cir} - f_{cds})$
- Akibat susut $SH = 8,2 \times 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times (1 - 0,06 \frac{V}{S}) \times (100 - RH)$
- Akibat relaksasi baja $RE = C \times \{ K_{re} - J (SH + CR + ES) \}$

3.12.5 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan

Kuat batas balok pratekan yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1,2M_{cr} \leq \phi M_u \leq M_n$$

Dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang

$$M_{cr} = \left(\frac{F}{A} \cdot W_b \right) + (F \cdot e) - (f_r \cdot w_b)$$

M_n = Kapasitas penampang

$M_n = T (d-a/2)$

M_u = momen ultimate balok prategang

3.12.5 Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.3 dimana dapat digunakan dua perumusan, dimana perumusan yang digunakan ialah secara umum dan rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

$$\phi V_c \geq V_u$$

V_c diambil nilai terkecil dari :

$$V_{ci} = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} \cdot b_w \cdot d + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{maks}} \right) \text{ dan}$$

$$V_{cw} = 0,3 \left(\sqrt{f'_c} + f_{pc} \right) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

3.12.6 Kontrol Lendutan

Kontrol lendutan diperlukan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan terdiri dari :

a. lendutan akibat tekanan tendon $\Delta l_{po} = \frac{1}{8} \cdot \frac{F_0 \cdot e \cdot l^2}{E_c \cdot I}$

b. lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

$$\Delta = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

3.12.7 Pengankuran

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global diisyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 18.13.3

3.13 Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, kemudian beban tersebut diteruskan ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur tersebut adalah :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p \cdot \alpha = (N_p \cdot K) \cdot A_p \cdot \alpha$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s \cdot \beta = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \cdot \beta$$

3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (dalam Tugas Akhir ini digunakan pondasi grup tiang pancang)

Untuk perhitungan jarak tiang ditentukan dengan persyaratan:

- Untuk jarak as ke as tiang pancang $2d < S < 2,5d$
- Untuk jarak as tiang pancang ke tepi poer $1,5d < S < 2d$

4. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

- m = Jumlah baris tiang dalam grup
- n = Jumlah kolom tiang dalam grup
- d = Diameter sebuah tiang pondasi
- s = Jarak as ke as tiang dalam grup

5. Merencanakan *pile cap*

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

3.14 Gambar Kerja

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non prategang, struktur utama prategang, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1. PRELIMINARY DESAIN

4.1.1. Umum

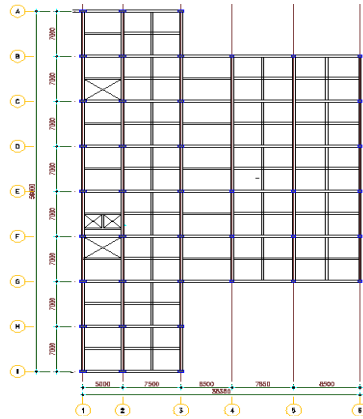
Preliminary desain adalah proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal ini berdasarkan peraturan-peraturan yang ada. Proses perencanaan awal ini dilakukan untuk komponen struktur yaitu, balok induk, balok anak, balok kantilever, balok pratekan, pelat dan kolom. Sebelum perencanaan awal dilakukan, penentuan data-data perencanaan dan pembebanan yang akan diterima struktur dilakukan terlebih dahulu.

4.1.2. Data Perencanaan

Gedung Golden Tulip Essensial Hotel menggunakan metode beton bertulang secara keseluruhan. Berikut data-data perencanaan struktur gedung:

- Tipe Bangunan : Gedung Hotel
- Lokasi : Surabaya
- Ketinggian Total : 39 meter (12 lt)
- Mutu Baja (f_y) kolom dan balok: 400 MPa
- Mutu Baja (f_y) plat : 240 MPa
- Mutu Beton (f'_c) : 35 MPa

Denah struktur gedung diperlihatkan sesuai gambar 4.1



Gambar 4.1 Denah Struktur Gedung Golden Tulip

4.1.3. Perencanaan Balok

Perencanaan tinggi minimum (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 9.5.2.1 (table 9.5(a)).

4.1.3.1. Perencanaan Balok Induk

Perencanaan balok induk dianggap tertumpu sederhana dan komponen balok rusuk satu arah, sehingga dimensi balok adalah sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{16} L \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

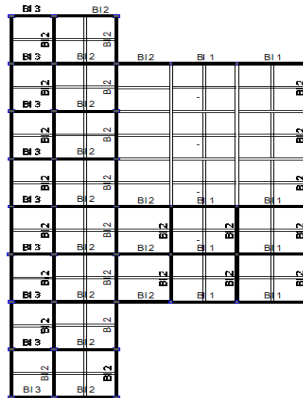
Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = panjang balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi. Sehingga panjang bentang untuk menentukan dimensi balok induk berdasarkan gambar 4.1 dan gambar 4.2.



Gambar 4.2 Variasi Balok Induk

Sehingga didapat dimensi balok induk berdasarkan perhitungan terdapat pada tabel 4.1.

Tabel 4.1 Dimensi Balok Induk

Balok Induk					
Nama Balok	Bentang	H min	b	Dimensi (m)	
	m	m	m	H	b
BI 1	8.50	0.516	0.344	0.70	0.50
BI 2	7.50	0.455	0.304	0.65	0.50
BI 3	5.00	0.304	0.202	0.50	0.40

4.1.3.2. Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak menggunakan ketentuan momen yang bekerja pada balok sesuai dengan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2 untuk koefisien momen dan tebal minimum balok sesuai dengan SNI-0302847-2013 pasal 9.5.2 tabel 9.5(a) sehingga digunakan :

$$h_{min} = \frac{1}{21} L \left(0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

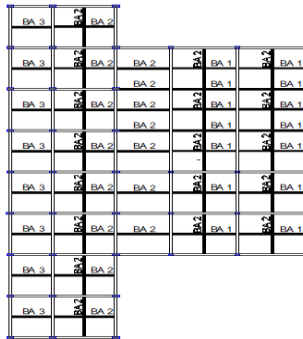
Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = panjang balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok anak yang bervariasi. Sehingga panjang bentang untuk menentukan dimensi balok induk berdasarkan gambar 4.3 dan gambar 4.4.



Gambar 4.3 Variasi Balok Anak

Sehingga didapat dimensi balok anak berdasarkan perhitungan terdapat pada tabel 4.2.

Tabel 4.2 Dimensi Balok Anak

Balok Anak					
Nama Balok	Bentan g	H min	b	Dimensi (m)	
	m	m	m	H	b
BA 1	8.50	0.393	0.262	0.30	0.25
BA 2	7.50	0.347	0.231	0.40	0.30
BA 3	5.00	0.231	0.154	0.45	0.35

4.1.3.3. Perencanaan Balok Pratekan

Perencanaan balok anak menggunakan ketentuan adalah sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{1}{20} L$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

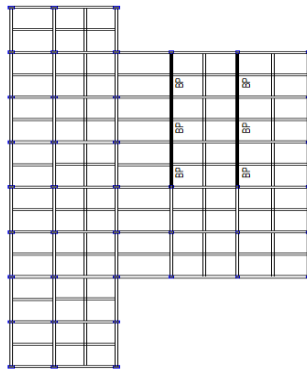
h = panjang balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Balok pratekan yang direncanakan berdasarkan gambar denah dibawah, dengan panjang 2100 cm didapat dimensi sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{20} L = \frac{1}{20} (2100) = 105 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} (100) = 66.67 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

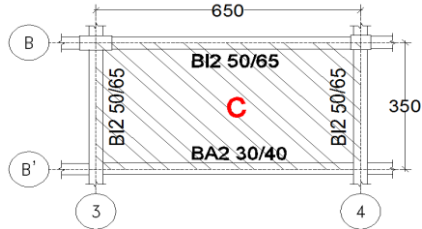


Gambar 4.4 Denah Balok Pratekan

Sehingga balok pratekan menggunakan dimensi 60/100.

4.1.4. Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Untuk denah pemodelan perencanaan ketebalan pelat pada lantai gedung dapat dilihat pada gambar 4.5. Direncanakan tebal pelat lantai sebesar 12 cm.



Gambar 4.5 Denah permodelan perencanaan pelat lantai gedung

$$L_y = 350 \text{ cm}$$

$$L_x = 650 \text{ cm}$$

$$L_n = 650 - \left(\frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 600 \text{ cm}$$

$$S_n = 350 - \left(\frac{50}{2} + \frac{30}{2} \right) = 310 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{600}{310} = 1,935 < 2 \text{ (Plat 2 arah)}$$

Direncanakan dengan tebal plat, $t = 12 \text{ cm}$

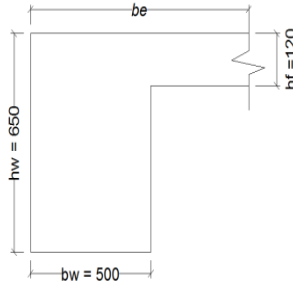
$$f'_c = 35 \text{ MPa} ; f_y = 240 \text{ Mpa}$$

Kontrol Tebal Pelat

Pengontrolan tebal pelat dengan menentukan koefisien α pada tiap-tiap balok yang mengelilingi pelat yang direncanakan.

- Balok As B joint 3-4 (50/65)

Dimensi potongan balok As B joint 3-4 seperti pada gambar 4.6



Gambar 4.6 Balok As B joint 3-4

Menentukan lebar efektif flens (pasal 8.12.3 SNI 2847-2013)

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad be &= bw + 6hf \\ be &= 50 + 6(12) = 122 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad be &= bw + bo \\ be &= 50 + (350/2) = 225 \text{ cm} \end{aligned}$$

Diambil be terkecil = 122 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{122}{50} - 1 \right) \left(\frac{12}{65} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{65} \right) + 4 \left(\frac{12}{65} \right)^2 + \left(\frac{122}{50} - 1 \right) \left(\frac{12}{65} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{122}{50} - 1 \right) \left(\frac{12}{65} \right)}$$

$$k = 3,04$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = \frac{1}{12} b_w x h^3 x k = \frac{1}{12} x 50 x 65^3 x 3,04 = 3475951 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

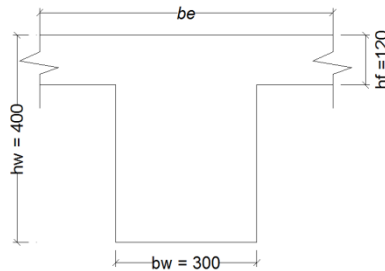
$$I_p = \frac{1}{12} x L x h f^3 = \frac{1}{12} x 650 x 12^3 = 93600 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{3475951}{93600} = 37,14$$

○ Balok As B' joint 3-4 (30/40)

Dimensi potongan balok As G joint 3-4 seperti pada gambar 4.7



Gambar 4.7 Balok As B' joint 3-4

Menentukan lebar efektif flens (pasal 8.12.2 SNI 2847-2013)

- $be = 1/4 L_o$
 $be = 1/4 x (570) = 142,5 \text{ cm}$
- $be = bw + 8hf$
 $be = 30 + 8(12) = 126 \text{ cm}$
- $be = bw + 2bo$
 $be = 30 + 2(350/2) = 380 \text{ cm}$

Diambil be terkecil = 126 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{126}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{40}\right) + 4 \left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{126}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{126}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$k = 2,65$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = \frac{1}{12} b_w x h^3 x k = \frac{1}{12} x 30 x 40^3 x 2,65 = 423424 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

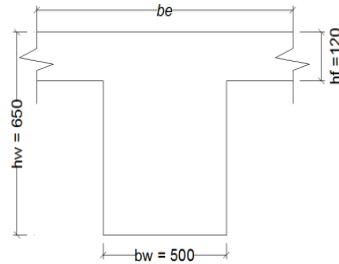
$$I_p = \frac{1}{12} x L x h^3 = \frac{1}{12} x 650 x 12^3 = 93600 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_I = \frac{I_b}{I_p} = \frac{423424}{93600} = 4,52$$

- Balok As 3 joint B-B' (50/70)

Dimensi potongan balok As 3 joint B-B' seperti pada gambar 4.8



Gambar 4.8 Balok As 3 joint B-B'

Menentukan lebar efektif flens (pasal 8.12.2 SNI 2847-2013)

- $be = 1/4 Lo$
 $be = 1/4 \times (620) = 155 \text{ cm}$
- $be = bw + 8hf$
 $be = 50 + 8(12) = 146 \text{ cm}$
- $be = bw + 2bo$
 $be = 50 + 2(375/2) = 425 \text{ cm}$

Diambil be terkecil = 146 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{146}{50} - 1 \right) \left(\frac{12}{65} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{65} \right) + 4 \left(\frac{12}{65} \right)^2 + \left(\frac{146}{50} - 1 \right) \left(\frac{12}{65} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{146}{50} - 1 \right) \left(\frac{12}{65} \right)}$$

$$k = 3,04$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = \frac{1}{12} b_w x h^3 x k = \frac{1}{12} x 50 x 65^3 x 3,04 = 3479407 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = \frac{1}{12} x L x h f^3 = \frac{1}{12} x 350 x 12^3 = 50400 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_I = \frac{I_b}{I_p} = \frac{3479407}{50400} = 69,04$$

Perhitungan α pada balok Balok As 4 joint B-B' sama dengan perhitungan pada balok As 3 joint B-B'.

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai α_m sebagai berikut :

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{n} (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots + \alpha_n)$$

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{4} (37,14 + 4,52 + 69,04 + 69,04) = 44,93$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3, untuk pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya dengan nilai $\alpha_{fm} > 2$, maka ketebalan minimum (h) pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{5700(0,8 + \frac{240}{1400})}{36 + (9 \times 1,839)} = 105,37 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

Dilakukan perhitungan dengan cara yang sama untuk masing-masing tipe plat, maka didapatkan ketebalan plat minimum seperti pada tabel 4.4 berikut :

Tabel 4.3 Resume Ketebalan Plat Lantai

Tipe	Lantai	Dimensi (cm)		Tebal (mm)	Ket
		L_x	L_y		
A	2 s/d 12	500	350	120	2 arah
B	2 s/d 12	375	350	120	2 arah
C	2 s/d 12	650	350	120	2 arah
D	2 s/d 12	392,5	350	120	2 arah
E	2 s/d 12	425	350	120	2 arah

4.1.5. Preliminary Desain Kolom

Berdasarkan denah struktur, desain kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul plat lantai dengan bentang terbesar yaitu pada kolom As F-4 sebagaimana diperlihatkan pada gambar 4.11.

Menurut SNI 2847-2013 pasal 10.8.4 kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

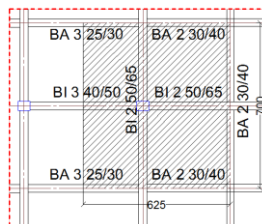
Direncanakan :

Tebal plat : 120 mm

Tinggi per lantai : 3,1 m

Kolom lantai : 1 - 12

Dimensi plat : $717,5 \times 700 \text{ cm}^2$



Gambar 4.9 Daerah Pembebanan Kolom

Menurut SNI 1727-2013 pasal 4.8.2 menyatakan bahwa beban hidup untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih boleh direduksi sebesar 20%, sehingga koefisien reduksi untuk beban hidup adalah 0,8. Jadi total untuk beban hidup adalah sebesar :

$$\begin{aligned} L_L &= 0.80 \times L_{L\text{total}} \\ &= 0.80 \times 124887 \text{ kg} \\ &= 99909,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka Berat Total (W)} &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\ &= 1.2 \times 492644.5 + 1.6 \times 99909,6 \\ &= 751029 \text{ kg} \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

$$\text{Mutu Beton} = 35 \text{ Mpa} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{751029}{0,65 \times 350} = 3301,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Misalkan } b=h, \text{ maka } b^2 = 3301,23 \text{ cm}^2$$

$$b = 57,46 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

Digunakan kolom dengan penampang persegi, sehingga dipakai dimensi kolom 80 x 80 cm

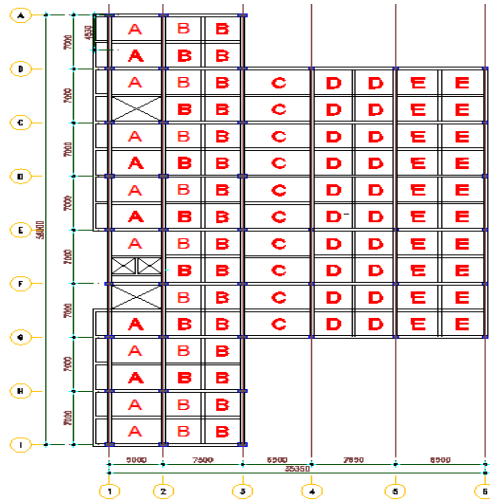
4.2. Perhitungan Struktural Sekunder

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat lantai dan atap, balok anak, balok lift serta tangga.

4.2.1. Perencanaan Pelat

Beban-beban yang bekerja pada pelat disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup

dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1 yaitu : 1,2 DL + 1,6 LL.



Gambar 4.10 Denah Tipe Pelat

4.2.1.1. Pembebanan Pelat

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L). Beban mati dan beban hidup berdasarkan pada PPIUG 1983 tabel 2.1 dan tabel 3.1

1. Pelat lantai 2 - 12 area hotel

Tabel 4.5 Beban mati pelat lantai 2 - 12

Jenis Beban	Tebal (m)	Bv (kg/m ³)	Bj (kg/m ²)	Jml	Berat (kg/m ²)
Berat sendiri pelat	0.12	2400	-	1	288
Spesi 2 cm	-	-	21	2	42
Keramik 1 cm	-	-	24	1	24
Plafond	-	-	11	1	11

Jenis Beban	Tebal (m)	Bv (kg/m ³)	Bj (kg/m ²)	Jml	Berat (kg/m ²)
Penggantung	-	-	7	1	7
ME & Plumbing	-	-	40	1	40
				qD=	412

Beban hidup (qL) pelat lantai 2-12 dipakai sebesar 250 kg/m². Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 qU &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 \times 412 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \times 250 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 894,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Pelat lantai 2 area hall

Tabel 4.6 Beban mati pelat lantai 2 area hall

Jenis Beban	Tebal (m)	Bv (kg/m ³)	Bj (kg/m ²)	Jml	Berat (kg/m ²)
Berat sendiri pelat	0.12	2400	-	1	288
Spesi 2 cm	-	-	21	2	42
Keramik 1 cm	-	-	24	1	24
Plafond	-	-	11	1	11
Penggantung	-	-	7	1	7
ME & Plumbing	-	-	40	1	40
				qD=	412

Beban hidup (qL) pelat lantai 2 area Hall dipakai sebesar 400 kg/m². Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 qU &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 \times 412 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \times 400 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 1134,4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Pelat lantai atap

Tabel 4.7 Beban mati pelat lantai atap

Jenis Beban	Tebal (m)	Bv (kg/m ³)	Bj (kg/m ²)	Jml	Berat (kg/m ²)
Berat sendiri pelat	0.12	2400	-	1	288
Aspal	-	-	14	2	28
Plafond	-	-	11	1	11
Penggantung	-	-	7	1	7
ME & Plumbing	-	-	40	1	40
				qD=	374

Beban hidup (qL) pelat lantai 2 area Hall dipakai sebesar 100 kg/m². Kombinasi pembebanan yang digunakan :

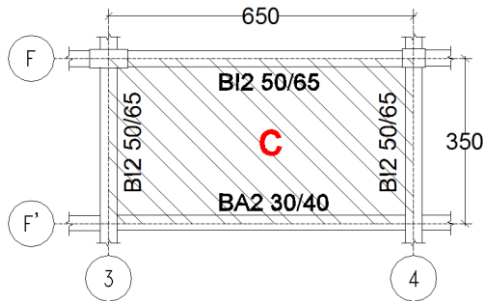
$$\begin{aligned}
 qU &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 \times 374 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \times 100 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 608,8 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4.2.1.2. Penulangan Pelat

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar dari momen yang terjadi pada pelat baik di daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi dihitung menurut PBI 1971 tabel 1 dimana bergantung pada panjang l_x dan l_y pelat rencana serta pelat diasumsikan terjepit elastis. Pada sub bab ini perhitungan penulangan dilakukan pada pelat tipe C yang memiliki luasan terbesar.

Perhitungan pelat lantai tipe C :

Mutu tulangan (f_y)	: 240 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 35 MPa
Diameter tulangan (\emptyset)	: 10 mm (polos)
Tebal pelat (h)	: 12 cm
Tebal decking (d')	: 30 mm



Gambar 4.11 Pelat Tipe C

Perhitungan Rasio Lebar Pelat

$$\begin{aligned} L_y &= 650 \text{ cm} - (1/2 \text{ BI2} + 1/2 \text{ BI2}) \\ &= 650 \text{ cm} - (25 \text{ cm} + 25 \text{ cm}) \\ &= 600 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_x &= 350 \text{ cm} - (1/2 \text{ BI2} + 1/2 \text{ BA2}) \\ &= 350 \text{ cm} - (25 \text{ cm} + 15 \text{ cm}) \\ &= 310 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_y/L_x &= 600 \text{ cm} / 310 \text{ cm} \\ &= 1,94 < 2,00 \end{aligned}$$

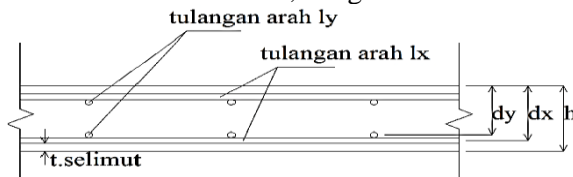
Maka Pelat Tipe A termasuk pelat dua arah

$$M_{lx} \& M_{tx} \rightarrow X = 61$$

$$M_{ly} \& M_{ty} \rightarrow X = 35$$

$$\begin{aligned} -M_{lx} &= M_{tx} = 0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X \\ &= 0,001 \cdot 1134,4 \text{ kg/m}^2 \cdot (3,10 \text{ m})^2 \cdot 61 \\ &= 664,99 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -M_{ly} &= M_{ty} = 0,001 \cdot q \cdot l_y^2 \cdot X \\ &= 0,001 \cdot 1134,4 \text{ kg/m}^2 \cdot (3,10 \text{ m})^2 \cdot 35 \\ &= 381,56 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Gambar 4.12 Tinggi efektif pelat

$$\begin{aligned}
 dx &= 12\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot \phi) \\
 &= 12\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1\text{cm}) \\
 &= 8,5\text{cm} \\
 dy &= 12\text{cm} - 3\text{cm} - \phi - (1/2 \cdot \phi) \\
 &= 12\text{cm} - 3\text{cm} - 1\text{cm} - (1/2 \cdot 1\text{cm}) \\
 &= 7,5\text{cm}
 \end{aligned}$$

Penulangan arah X

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{6649900}{0,9 \times 1000 \times 85^2} = 1,02 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 35}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,02}{0,85 \times 35}} \right) \\
 &= 0,0043
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002 \text{ (SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1.)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} \quad &: \rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}} \\
 &0,002 < 0,0043
 \end{aligned}$$

Maka, dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,0043$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_s_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times dx \\
 &= 0,0043 \times 1000 \times 85 \\
 &= 368,65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\phi 10\text{mm}$ ($A_{\phi 10} = 78,53\text{mm}^2$)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 78,53}{368,65} = 213,05 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat: } s &\leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm} \\
 &\text{(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)} \\
 s &\leq 3(120) \text{ atau } 450 \text{ mm} \\
 s &\leq 360 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai $s = 200 \text{ mm}$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{1000 \times 78,53}{200} = 392,70 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &: A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai} \\ &: 368,65 \text{ mm}^2 < 392,70 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{392,70 \times 240}{0,85 \times 35 \times 1000} \\ &= 3,17 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,8 \end{aligned}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,17}{0,8} = 3,96 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d_x - c}{c} 0,003 = \frac{85 - 3,96}{3,96} 0,003 \\ &= 0,0252 > 0,005 \rightarrow \text{terkontrol tarik} \end{aligned}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_x - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 392,70 \times 240 \left(85 - \frac{1}{2} \times 3,17 \right) \\ &= 7075595,82 \text{ Nmm} = 707,56 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 707,59 \text{ kgm} > M_u = 664,99 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X = $\phi 10$ -200 mm

Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d y^2} = \frac{3815554}{0,9 \times 1000 \times 75^2} = 0,754 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,754}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,0032 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002 \text{ (SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1.)}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} \quad : \rho_{\text{min}} &= \rho_{\text{perlu}} \\ 0,002 &< 0,0032 \end{aligned}$$

Maka, dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,0032$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d_y \\ &= 0,0032 \times 1000 \times 75 \\ &= 238,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\phi 10\text{mm}$ ($A_{\phi 10} = 78,53 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 78,53}{238,59} = 329,18 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat: } s &\leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &\text{(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)} \end{aligned}$$

$$s \leq 3(120) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 360 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai $s = 200 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{1000 \times 78,53}{200} = 392,70 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} \quad : \text{As perlu} &< \text{As pakai} \\ : 238,59 \text{ mm}^2 &< 392,70 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{329,70 \times 240}{0,85 \times 35 \times 1000}$$

$$= 3,17 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,8$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,17}{0,8} = 3,96 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d_y - c}{c} 0,003 = \frac{75 - 3,96}{3,96} 0,003$$

$$= 0,222 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_y - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 392,70 \times 240 \left(75 - \frac{1}{2} \times 3,17 \right)$$

$$= 6227365,8 \text{ Nmm} = 622,74 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 622,74 \text{ kgm} > M_u = 381,56 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah Y = $\phi 10$ -200 mm

Penulangan Susut

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur. Dengan ρ_{susut} untuk mutu tulangan 400 MPa adalah 0,0018 (*SNI 03-2847-2013 pasal 7.12.2.1.*)

$$d' = \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut}$$

$$= 120 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{1}{2} 10 \text{ mm}$$

$$= 75 \text{ mm}$$

$$A_{s_h} = \rho b d' = 0,0018 \times 1000 \times 75 = 135 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan $\phi 10$ mm ($A_{\phi 10} = 78,53 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{\phi 10}}{A_{s_h}} \\ &= \frac{1000 \times 78,53}{135} = 581,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

Syarat: $s \leq 5h$ atau 450 mm

$s \leq 5(120)$ atau 450 mm

$s \leq 600$ mm atau 450 mm

Jadi dipakai $s = 200$ mm

Dipakai tulangan susut $\phi 10-200$.

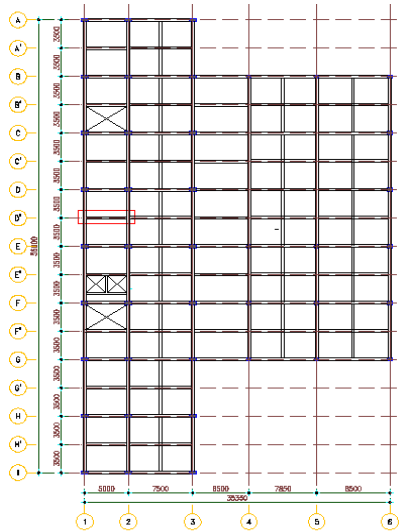
Untuk perencanaan tulangan pelat tipe lain disajikan dalam tabel sebagai berikut

Tabel 4.8 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai

Tipe Pelat	Ket.	Mn X (Nmm)	Mn Y (Nmm)	ϕ Mn X (Nmm)	ϕ Mn Y (Nmm)	As perlu Arah X (mm ²)	As perlu Arah Y (mm ²)	Dipakai Tulangan Arah	As pakai Arah X	Dipakai Tulangan Arah	As pakai Arah Y
A	2 Arah	4813303.04	3180218.08	7075595.82	6227365.803	265.51	198.43	$\phi 10-200$	392.70	$\phi 10-200$	AS pakai
B	2 Arah	5071158.56	3094266.24	7075595.82	6227365.803	279.93	193.01	$\phi 10-200$	392.70	$\phi 10-200$	392.70
C	2 Arah	6649966.24	3815554.4	7075595.82	6227365.803	368.65	238.59	$\phi 10-200$	392.70	$\phi 10-200$	392.70
D	2 Arah	4578665.28	4033586.08	7075595.82	6227365.803	252.41	252.41	$\phi 10-200$	392.70	$\phi 10-200$	392.70
E	2 Arah	5014728.64	4142601.92	7075595.82	6227365.803	276.77	259.33	$\phi 10-200$	392.70	$\phi 10-200$	392.70

4.2.2. Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak disesuaikan dengan beban yang bekerja menurut PPIUG 1983. Balok anak merupakan system struktur sekunder yang direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.2.1 yaitu : 1,2 DL + 1,6 LL.

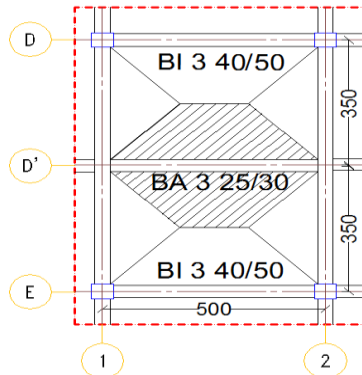


Gambar 4.13 Denah balok anak yang ditinjau

4.2.2.1. Perencanaan Balok Anak Type 3

Pembebanan yang terjadi pada balok adalah beban sendiri balok dan beban pada pelat yang selanjutnya menyalur pada balok. Untuk menghitung beban pelat yang diterima oleh balok dilakukan dengan cara pendekatan *tributary area*.

Dilakukan contoh perhitungan pembebanan balok anak pada elevasi 4.50 As (D', 1-2)



Gambar 4.14 Tributary area balok anak 3

4.2.2.2. Perhitungan Pembebanan Balok Anak

Pembebanan pada pelat sesuai perhitungan pembebanan pada pelat lantai sebesar $q_{\text{pelat}} = 894,4 \text{ kg/m}^2$ diubah menjadi beban merata sepanjang balok

$$\begin{aligned}
 q_{\text{trap}} &= q_{\text{pelat}} \times \frac{1}{2} l_x \\
 &= 894,4 \text{ kg/m}^2 \times \frac{1}{2} \times (3,5 \text{ m}) \\
 &= 1565,2 \text{ kg/m} \\
 q_{\text{ekw}} &= \frac{1}{3} q_{\text{trap}} \times \left\{ 3 - \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{3} \times 1565,2 \text{ kg/m} \times \left\{ 3 - \left(\frac{3,5}{5} \right)^2 \right\} \\
 &= 1309,55 \text{ kg/m} \\
 2 q_{\text{ekw}} &= 2 \times 1309,55 \text{ kg/m} \\
 &= 2619,101 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Berat sendiri balok :

$$\begin{aligned}
 &= \text{berat jenis balok} \times \text{luas penampang} \\
 &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times (0,25 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}) \\
 &= 180 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk beban ultimate karena beban pelat sudah beban ultimate jadi faktor hanya dikali pada berat sendiri balok = $1,4 \times 180 \text{ kg/m} = 252 \text{ kg/m}$. Jadi beban ultimate seluruhnya adalah

$$\begin{aligned} \text{Beban pada pelat + berat sendiri balok} \\ q_u &= 2619,101 \text{ kg/m} + 252 \text{ kg/m} \\ &= 2871,101 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

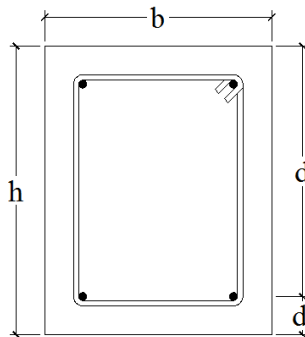
4.2.2.3. Perhitungan Momen Balok Anak

Gaya yang terjadi pada balok merupakan gaya yang dapat menahan tegangan lentur hanya dalam satu arah, sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 8.3.3

$$\begin{aligned} \text{Momen tump.kiri} &= -1/11 \cdot q \cdot l^2 \\ &= 1/11 \cdot 2871,101/\text{m} \cdot (5\text{m})^2 \\ &= 6525,23 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tump.kanan} &= -1/11 \cdot q \cdot l^2 \\ &= 1/11 \cdot 2871,101/\text{m} \cdot (5\text{m})^2 \\ &= 6525,23 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan} &= +1/16 \cdot q \cdot l^2 \\ &= 1/16 \cdot 2871,101 \text{ kg/m} \cdot (5\text{m})^2 \\ &= 4486,10 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Gambar 4.15 Penampang Balok

$$\begin{aligned}
 d &= h - (\text{selimutbeton} + \text{tul.senggang} + \frac{1}{2} \cdot \text{tul.lentur}) \\
 &= 300\text{mm} - (30\text{mm} + 10\text{mm} + 6,5\text{mm}) \\
 &= 252\text{ mm} \\
 d' &= \text{selimutbeton} + \text{tul.senggang} + \frac{1}{2} \cdot \text{tul.lentur} \\
 &= 30\text{mm} + 10\text{mm} + 6,5\text{mm} \\
 &= 48\text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.2.2.4. Perhitungan Tulangan Lentur

- Penulangan Lentur Daerah Tumpuan Kiri & Kanan

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{65252300}{0,9 \times 250 \times 252^2} = 4,57 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,57}{0,85 \times 35}} \right) \\
 &= 0,00125
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0035 > 0,00125$$

Maka, dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

LuasTulangan

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 250 \times 252 \\
 &= 220,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16mm ($A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D16}}$$

$$= \frac{220,5}{201,06} = 1,10 \approx 4 \text{ buah}$$

Jadi, tulangan lentur tarik 4D16 ($A_s = 804,2 \text{ mm}^2$)

Cek : $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pakai}$
 : $220,5 \text{ mm}^2 < 804,2 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$

Kontrol Spasi Tulangan (A_s) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{sengkang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{250 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 16}{4 - 1}$$

$$= 35,3 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

Kontrol Regangan :

Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,2 \times 400}{0,85 \times 35 \times 250}$$

$$= 43,3 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,8$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43,3}{0,8} = 54,067 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{252 - 54,067}{54,067} 0,003$$

$$= 0,011 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 804,2 \times 400 \left(252 - \frac{1}{2} \times 43,3 \right)$$

$$= 66699754,9 \text{ Nmm} = 6669,98 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 6669,98 \text{ kgm} > M_u = 6525,23 \text{ kgm (OK)}$$

Perencanaan Tulangan Lentur pada Tumpuan (A_s'):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 804,2 = 402,1 \text{ mm}^2$$

Jadi, tulangan lentur tekan 2D16 ($A_s' = 402,1 \text{ mm}^2$)

Kontrol Spasi Tulangan (A_s') :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{senggang}} - n \cdot \phi_{\text{tulutama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{250 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2 - 1}$$

$$= 138 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

- Penulangan Lentur Daerah Lapangan

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{44861000}{0,9 \times 250 \times 252^2} = 3,14 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,14}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$= 0,0083$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0035 < 0,0083$$

Maka, dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,0083$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_s_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,0083 \times 250 \times 252 \\ &= 523,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16mm ($A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D16}} \\ &= \frac{523,8}{201,06} = 2,61 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan lentur tarik 4D16 ($A_s = 804,2 \text{ mm}^2$)

Cek : As perlu < As pakai
 : $523,8 \text{ mm}^2 < 804,2 \text{ mm}^2$ (Ok)

Kontrol Spasi Tulangan (As) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{sengkang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\
 &= \frac{250 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 16}{4 - 1} \\
 &= 35,3 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Regangan :

Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 35 \times 250} \\
 &= 43,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,8$$

Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43,3}{0,8} = 54,067 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{252 - 54,067}{54,067} 0,003 \\
 &= 0,011 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}
 \end{aligned}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 804,24 \times 400 \left(252 - \frac{1}{2} \times 43,3\right)$$

$$= 66699754,9 \text{ Nmm} = 6669,98 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 6669,98 \text{ kgm} > M_u = 4486,1 \text{ kgm (OK)}$$

Perencanaan Tulangan Lentur pada Tumpuan (A_s'):

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 804,24 = 402,12 \text{ mm}^2$$

Jadi, tulangan lentur tekan 2D16 ($A_s' = 402,12 \text{ mm}^2$)

Kontrol Spasi Tulangan (A_s') :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{250 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 16}{2 - 1}$$

$$= 138 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

4.2.2.5. Perhitungan Tulangan Geser

- Gaya Geser yang terjadi

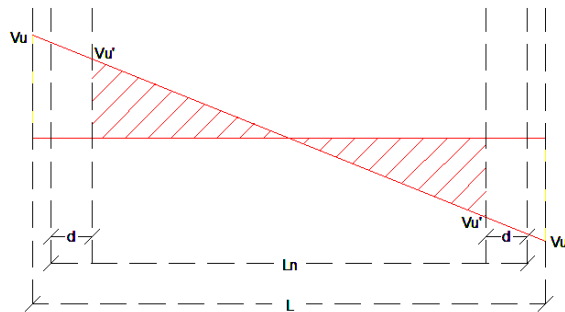
$$V_u = \frac{1}{2} Q_u \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 2871,101 \text{ kg/m} \times 5 \text{ m}$$

$$= 7177,75 \text{ kg}$$

$V_u' =$ gaya geser pada jarak $1d$ dari tepi balok induk

$$\begin{aligned}
 &= \frac{V_u}{1/2L} 1/2Ln - d \\
 &= \frac{71777,5N}{(1/2 \times 5000)} (1/2 \times 5000 - 500) - 252 \\
 &= 57170 \text{ N}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.16 Geser Pada Balok Anak

$$\lambda = 1 \text{ untuk beton normal}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f_c'} b d \\
 &= 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 250 \cdot 252 \\
 &= 63361,214 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,5.\phi V_c &= 0,5 \cdot 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b w \cdot d \\
 &= 0,5 \cdot 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{35} \cdot 250 \cdot 252 \\
 &= 23760,46 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_c &= 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b w \cdot d \\
 &= 0,75 \cdot (0,17) \cdot \sqrt{35} \cdot 250 \cdot 252 \\
 &= 47520,91 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_u' < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$57170 \text{ N} > 23760,46 \text{ N} \rightarrow \text{Kondisi 1 (Tidak OK)}$$

$$0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u' < \phi \cdot V_c$$

$$23760,46 \text{ N} < 57170 \text{ N} > 47520,91 \text{ N} \rightarrow \text{Kondisi 2 (Tidak OK)}$$

$$0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u' < \phi \cdot V_c$$

$$\phi \cdot V_c < V_u' < \phi (V_c + V_{smin})$$

$$\phi \cdot V_c < V_u' < \phi (V_c + 1/3 \cdot b_w \cdot d)$$

$$47520,91 < 57170 < 0,75(63361,214 + 21000)$$

$$47520,91 < 57170 < 63270,91 \rightarrow \text{Kondisi 3 (OK)}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, namun demikian dipasang tulangan geser minimum

$$S_{maks} = \frac{1}{2} d = \frac{1}{2} \cdot 252 = 126 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

Bila dipakai spasi : $s = 100 \text{ mm}$, maka luas penampang sengkang diperlukan :

$$A_v = \frac{b_w \times s}{3 \cdot f_y}$$

$$= \frac{250 \times 100}{3 \cdot 400} = 20,83 \text{ mm}^2$$

Digunakan $\phi 10$, dua kaki ($A_v = 157 \text{ mm}^2$)

$$A_v = 157 \text{ mm}^2 > 20,83 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

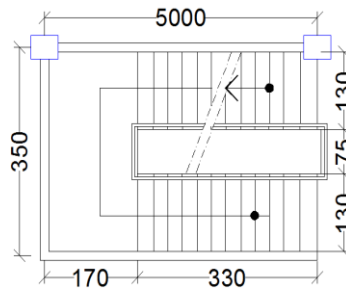
Maka dipakai tulangan sengkang Tumpuan $\phi 10$ -100

Maka dipakai tulangan sengkang Lapangan $\phi 10$ -100

4.2.3. Perencanaan Tangga

Tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan denah tangga seperti pada gambar 5.9 data desain sebagai berikut :

Mutu beton (f'_c)	=	35 Mpa
Mutu baja (f_y)	=	400 Mpa
Tinggi antar lantai	=	450 cm
Panjang bordes	=	350 cm
Lebar bordes	=	170 cm
Lebar injakan	=	28 cm
Tinggi tanjakan	=	17 cm
Lebar tangga	=	130 cm
Tebal pelat tangga	=	15 cm
Tebal pelat bordes	=	15 cm
Tebal selimut beton	=	3 cm



Gambar 4.17 Denah Tangga

Sudut kemiringan tangga

$$\begin{aligned}\alpha &= \arctan t/i \\ &= \arctan 17/28 \\ &= 31,26^\circ\end{aligned}$$

Syarat sudut kemiringan tangga

$$\begin{aligned}25^\circ &\leq \alpha \leq 40^\circ \\ 25^\circ &\leq 31,26^\circ \leq 40^\circ \quad (\text{memenuhi})\end{aligned}$$

Syarat lebar injakan dan tinggi tanjakan

$$\begin{aligned}60 \text{ cm} &\leq 2t + i \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} &\leq (2 \cdot 17 \text{ cm}) + 28 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}\end{aligned}$$

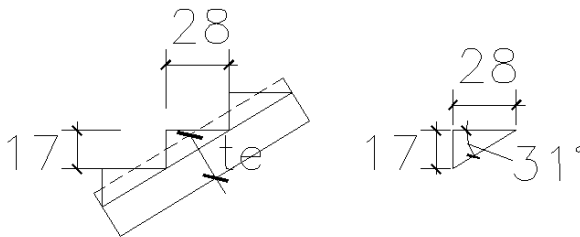
$$60 \text{ cm} \leq 62 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \text{ (memenuhi)}$$

Jumlah tanjakan

$$\begin{aligned} n_t &= (\text{tinggi pelat anak tangga})/t \\ &= (225 \text{ cm})/(17 \text{ cm}) \\ &= 13,23 \text{ buah} \approx 13 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jumlah injakan

$$\begin{aligned} n_i &= n_t - 1 \\ &= 13 - 1 \\ &= 12 \text{ buah} \end{aligned}$$



Gambar 4.18 Detail Tangga

Tebal efektif pelat anak tangga

$$\begin{aligned} \text{Luas } \Delta 1 &= \frac{1}{2} \cdot i \cdot t \\ &= \frac{1}{2} \cdot 28 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm} \\ &= 238 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas } \Delta 2 &= \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{i^2 + t^2}) \cdot d \\ &= \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{(28 \text{ cm})^2 + (17 \text{ cm})^2}) \cdot d \\ &= 16,38 \text{ cm} \cdot d \end{aligned}$$

$$\text{Luas } \Delta 1 = \text{Luas } \Delta 2$$

$$238 \text{ cm}^2 = 16,37 \text{ cm} \cdot d$$

$$d = 14,5 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{2} d = 7,25 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif pelat tangga} &= 15 \text{ cm} + 7,5 \text{ cm} \\ &= 22,25 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas, dihasilkan tebal pelat tangga 23 cm dan tebal bordes tangga 15 cm.

4.2.3.1. Pembebanan Tangga dan Bordes

Pembebanan beban yang ada pada komponen struktur tangga disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Dan karena komponen struktur tangga merupakan salah satu komponen struktur sekunder maka direncanakan hanya menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Dalam hal ini, perhitungan beban-beban tanggadibagi atas pembebanan padaanak tanggadan pembebanan pada bordes.

4.2.3.1.1 Pembebanan Anak Tangga

1. Beban Mati

$$\begin{aligned}\text{Berat pelat (23 cm)} &= 0,23 \text{ m} / \cos 31,26 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 645,75 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

(sudah dimodelkan di ETABS)

$$\text{Berat railing tangga} = 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi 1 cm} = 1 \cdot 21 \text{ kg/m}^2 = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Berat keramik 1 cm} &= 1 \cdot 24 \text{ kg/m}^2 = \underline{24 \text{ kg/m}^2} + \\ q_{DL} &= 700,75 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

2. Beban Hidup

$$\text{Berat hidup tangga} \quad q_{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

3. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 700,75 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1320,9 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

4.2.3.1.2 Pembebanan Bordes

1. Beban Mati

$$\begin{aligned}\text{Berat pelat (15 cm)} &= 0,15 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \\ &\text{kg/m}^2\end{aligned}$$

Berat railing tangga	= 10 kg/m ²	= 10 kg/m ²
Berat spesi 1 cm	= 1 . 21 kg/m ²	= 21 kg/m ²
Berat keramik 1 cm	= 1 . 24 kg/m ²	= 24 kg/m ² +
	qDL	= 415 kg/m ²

2. Beban Hidup

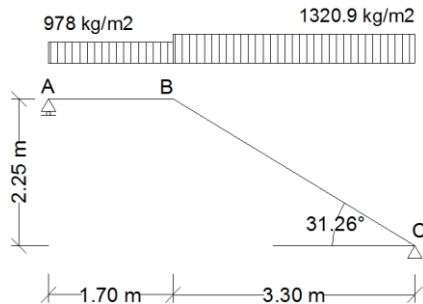
Berat hidup bordes	qLL	= 300 kg/m ²
--------------------	-----	-------------------------

3. Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= (1,2 \times 415 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 978 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4.2.3.2. Analisa Struktur Tangga

Analisis struktur tangga menggunakan perhitungan statis tertentu dengan mengasumsikan perletakan tangga – bordes sebagai perletakan sendi – rol, dimana pemodelan struktur tangga adalah sebagai berikut :



Gambar 4.19 Pembebanan Pada Tangga

A. Perhitungan Reaksi Perletakan

$$\Sigma MC = 0$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ra.5} &- \left[(978 \times 1,7) \times \left(\frac{1,7}{2} + 3,3 \right) \right] - \left[(1320,9 \times 3,3) \times \left(\frac{3,3}{2} \right) \right] \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{Ra.5} - 6899,79 - 7192,30 = 0$$

$$R_a = \frac{6899,79 + 7192,30}{5}$$

$$R_a = 2818,418 \text{ kg (} \uparrow \text{)}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_c \cdot 5 + \left[(978 \times 1,7) \times \left(\frac{1,7}{2} \right) \right] + \left[(1320,9 \times 3,3) \times \left(\frac{3,3}{2} + 1,7 \right) \right] = 0$$

$$-R_c \cdot 5 + 1413,21 + 14602,55 = 0$$

$$R_c = \frac{1413,21 + 14602,55}{5}$$

$$R_c = 3203,152 \text{ kg (} \uparrow \text{)}$$

Kontrol :

$$\Sigma V = 0$$

$$2818,418 \text{ kg} - 1662,6 \text{ kg} - 4358,97 \text{ kg} + 3203,152 \text{ kg} = 0$$

B. Perhitungan Gaya Dalam

Akibat beban yang dibebankan pada tangga maka struktur tangga akan memiliki gaya-gaya akibat beban yang dibebankan seperti gaya normal, gaya lintang serta momen. Berikut adalah perhitungan untuk mendapatkan gaya-gaya tersebut.

1. Potongan A - B (pelat bordes)

a. Gaya lintang

Potongan X_1

$$DX_1 = R_A - q_1 \times X_1 = 2818,418 - 978 \times X_1$$

$$X_1 = 0 \text{ m} \quad DA = 2818,418 \text{ kg}$$

$$X_1 = 1.7 \text{ m} \quad DB = 1155,818 \text{ kg}$$

b. Momen

Potongan X_1

$$MX_1 = R_A \times X_1 - q_1 \times 0.5 \times X_1^2$$

$$= 2818,418 \times X_1 - 978 \times 0.5 \times X_1^2$$

$$X_1 = 0 \text{ m} \quad MA = 0 \text{ kg}$$

$$X_1 = 1.7 \text{ m} \quad MB = 3378,10 \text{ kg.m}$$

2. Potongan C - B (pelat tangga)

b. Gaya lintang

Potongan X_2

$$DX_2 = RC - q_1 \times X_2 = -3203,152 + 1320,9 \times X_2$$

$$X_1 = 0 \text{ m} \quad DC = -3203,152 \text{ kg}$$

$$X_1 = 3,3 \text{ m} \quad DB = 1155,8818 \text{ kg}$$

c. Momen

Potongan X_2

$$MX_2 = RC \times X_2 - q_2 \times X_2 \times 0,5 \times X_2$$

$$MX_2 = 3203,152 \times X_2 - 1320,9 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$X_2 = 0 \text{ m} \quad MC = 0 \text{ kg.m}$$

$$X_2 = 3.3 \text{ m} \quad MB = 3378,10 \text{ kg.m}$$

c. Momen maksimum

Momen maksimum terjadi pada daerah yang nilai gaya lintang nol ($Dx = 0$)

$$Dx = -RC + q_2 \times X_2 = 0$$

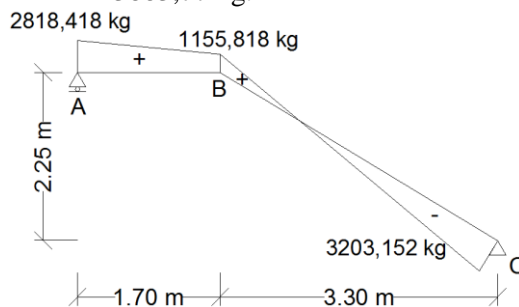
$$= -3203,152 + 1320,9 \times X_2 = 0$$

$$X = 2,42 \text{ m dari titik C}$$

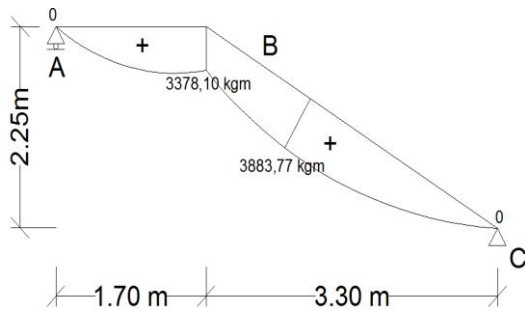
$$M_{\max} = RC \times X_2 - q_2 \times 0,5 \times X_2^2$$

$$M_{\max} = 3203,152 \times 2,42 - 1320,9 \times 0,5 \times 2,42^2$$

$$= 3883,77 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.20 Bidang Lintang (D) pada Tangga



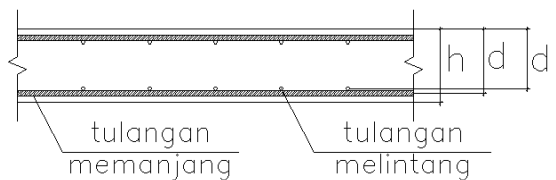
Gambar 4.21 Bidang Momen (M) pada Tangga

4.2.3.3. Perhitungan Penulangan Tangga

4.2.3.3.1 Penulangan Pelat Tangga

Data Perencanaan :

- $M_u = 3883,77 \text{ kg.m} = 38837700 \text{ Nmm}$
- Tebal pelat tangga 230 mm
- Tebal decking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 16 mm
- Diameter tulangan susut 13 mm
- Mutu tulangan baja $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mutu beton $f'_c = 35 \text{ Mpa}$; $\beta_1 = 0,85$



Gambar 4.22 Tinggi Efektif Pelat Tangga

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pelat} - \text{cover} - \frac{1}{2} \text{ tulangan} \\
 &= 230 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} 16 \text{ mm} \\
 &= 202 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan arah memanjang

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{38837700}{0,9 \times 1000 \times 202^2} = 1,058 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,058}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,0027 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$$

$$0,002 < 0,0027$$

$$\text{Dipakai } \rho_{\text{perlu}} = 0,0025$$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} A_s_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d_x \\ &= 0,0027 \times 1000 \times 202 \\ &= 545,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16mm ($A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 201,06}{545,4} = 369,66 \text{ mm}$$

Syarat: $s \leq 3h$ atau 450 mm

(SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$s \leq 3(230)$ atau 450 mm

$s \leq 690$ mm atau 450 mm

Dipilih yang terkecil, jadi pakai $s = 250$ mm

$$A_s_{\text{pakai}} = \frac{1000 \times 201,06}{250} = 804,24 \text{ mm}^2$$

Cek : $A_s_{\text{perlu}} < A_s_{\text{pakai}}$

: $545,4 \text{ mm}^2 < 804,24 \text{ mm}^2$ (Ok)

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,24 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1000} \\ = 10,81 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) \\ = 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,80$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10,81}{0,80} = 13,5 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{202 - 13,5}{13,5} 0,003 \\ = 0,042 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 804,24 \times 400 \left(202 - \frac{1}{2} \times 10,81 \right) \\ = 56919442,61 \text{ Nmm} = 5691,9 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 5691,9 \text{ kgm} > M_u =$$

3883,77 kgm (OK)

Jadi, dipakai tulangan arah memanjang = D16-250mm

Penulangan arah melintang

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur tangga. Dengan ρ_{susut} untuk mutu tulangan 400MPa adalah 0,0018

$$d' = \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut} \\ = 230 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{1}{2} 13 \text{ mm} \\ = 187,5 \text{ mm}$$

$$A_{s_h} = \rho b d' = 0,0018 \times 1000 \times 187,5 = 337,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 mm ($A_{D13} = 132,73 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{D13}}{A_{s_h}} \\ &= \frac{1000 \times 132,73}{337,5} = 393,28 \text{ mm}\end{aligned}$$

Syarat: $s \leq 5h$ atau 450 mm

$s \leq 5(230)$ atau 450 mm

$s \leq 1150$ mm atau 450 mm

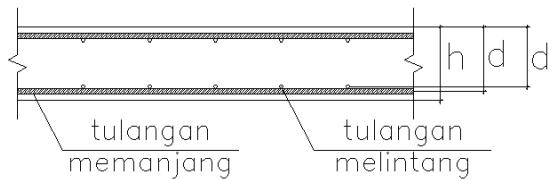
Jadi dipakai $s = 250$ mm

Dipakai tulangan susut D13-250.

4.2.3.3.2 Penulangan Pelat Bordes

Data Perencanaan :

- $M_u = 3378,10 \text{ kg.m} = 33781000 \text{ Nmm}$
- Tebal pelat bordes 150 mm
- Tebal decking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 16 mm
- Diameter tulangansusut 13 mm
- Mutu tulangan baja $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mutu beton $f_c' = 35 \text{ Mpa}$; $\beta_1 = 0,85$



Gambar 4.23 Tinggi Efektif Pelat Bordes

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal pelat} - \text{cover} - \frac{1}{2} \text{ tulangan} \\ &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{1}{2} 16 \text{ mm} \\ &= 122 \text{ mm}\end{aligned}$$

Penulangan arah memanjang

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{33781000}{0,9 \times 1000 \times 122^2} = 2,52 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,52}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0066\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$$

$$0,002 < 0,0066$$

$$\text{Dipakai } \rho_{\text{perlu}} = 0,0075$$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times 1000 \times d_x \\ &= 0,0066 \times 1000 \times 122 \\ &= 804,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16mm (AD16= 201,06mm²)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times 201,06}{804,4} = 249,81 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat: } s \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$(\text{SNI 2847:2013 Ps.10.5.4})$$

$$s \leq 3(150) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 450 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai $s = 200 \text{ mm}$

$$\text{As}_{\text{pakai}} = \frac{1000 \times 201,06}{200} = 1005,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek : As}_{\text{perlu}} < \text{As}_{\text{pakai}}$$

$$: 915 \text{ mm}^2 < 1005,3 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Kontrol Regangan :

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}a &= \frac{\text{As} \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1005,3 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1000} \\ &= 13,52 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'c - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,8\end{aligned}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13,52}{0,8} = 16,9 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{122 - 16,9}{16,9} 0,003$$

$$= 0,019 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,9 \times 1005,3 \times 400 \left(122 - \frac{1}{2} \times 13,52\right) \\ &= 41706277,92 \text{ Nmm} = 4170,63 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 4170,63 \text{ kgm} > M_u = \\ &3378,10 \text{ kgm (OK)}\end{aligned}$$

Jadi, dipakai tulangan arah memanjang = D16-200 mm

Penulangan arah melintang

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur tangga. Dengan ρ_{susut} untuk mutu tulangan 400MPa adalah 0,0018

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut} \\ &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{1}{2} 13 \text{ mm} \\ &= 107,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s_h} &= \rho b d' = 0,0018 \times 1000 \times 107,5 = 193,5 \text{ mm}^2 \\ \text{Digunakan tulangan D13 mm (A D13} &= 132,73 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A \text{ D13}}{A_{s_h}}$$

$$= \frac{1000 \times 123,73}{193,5} = 639,43 \text{ mm}$$

Syarat: $s \leq 5h$ atau 450 mm

$$s \leq 5(150) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 750 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Jadi dipakai $s = 250 \text{ mm}$

Dipakai tulangan susut D13-250.

4.2.3.4. Perencanaan Balok Bordes

Desain balok bordes sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.5.2.1 tabel 9.5a yakni balok bordes dianggap merupakan balok tertumpu sederhana. Sehingga untuk dimensi balok bordes dengan panjang (L) 3500 mm didapatkan :

$$h = l/16 = 3500/16 = 218,75 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 300 = 200 \text{ mm}$$

Untuk desain awal balok bordes digunakan ukuran balok $200 \times 300 \text{ mm}$.

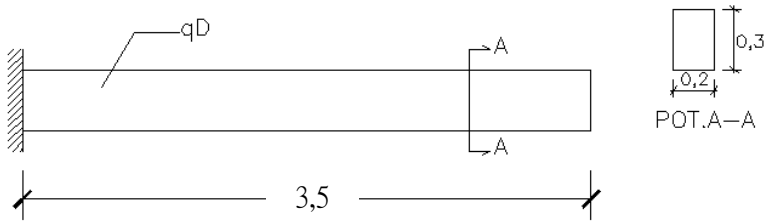
4.2.3.4.1 Perencanaan Balok Bordes Bawah

Balok bordes dirancang dapat menerima beban pelat bordes di atasnya, berat sendiri serta akibat perletakan tangga.

Berat sendiri balok	:	$0,2 \times 0,3 \times 2400$	=	$\frac{144 \text{ kg/m}}{\quad}$
			qd	$= \frac{144 \text{ kg/m}}{\quad}$
Qd ultimate = 1,4 qd	:	$1,4 \times 144 \text{ kg/m}$	=	$201,6 \text{ kg/m}$
Beban pelat bordes	:	$978 \text{ kg/m}^2 \times 1,7 \text{ m}$	=	$\frac{1662,6 \text{ kg/m}}{\quad}$
			qu	$= \frac{1864,2 \text{ kg/m}}{\quad}$

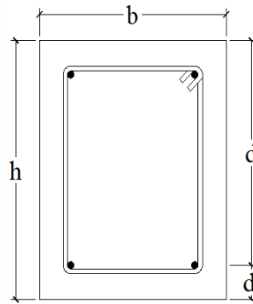
Analisis Gaya Dalam Balok Bordes

Balok Bordes terletak bebas pada satu ujung dan terjepit elastis pada ujung yang lainnya.



Gambar 4.24 Sketsa Beban pada Balok Bordes

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{10} qu l^2 = \frac{1}{10} \times 1864,2 \times 3,5^2 \\
 &= 2283,645 \text{ kgm} = 22836450 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.25 Penampang Balok Bordes

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$$

$$d = 300 - 30 - 10 - \frac{13}{2} = 253,5 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$$

$$d' = 30 + 10 + \frac{13}{2} = 46,5 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal, \emptyset diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{22836450}{0,9 \times 200 \times 253,5^2} = 1,974 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,974}{0,85 \times 35}} \right) \\
 &= 0,0051 \\
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rclcl}
 \text{Syarat} & : & \rho_{\text{min}} & = & \rho_{\text{perlu}} \\
 & & 0,0035 & < & 0,0051
 \end{array}$$

Maka, dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,0051$

1. Penulangan Lentur

- Tulangan Lentur Tarik

$$\begin{aligned}
 A_s_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\
 &= 0,0051 \times 200 \times 253,5 \\
 &= 258,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13mm ($A_{D13} = 132,7 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{D13}} \\
 &= \frac{258,57}{132,7} = 1,95 \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jadi, tulangan lentur tarik 2D13 ($A_s = 265,4 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D13 ($A_s = 265,3 \text{ mm}^2$)

- Kontrol Spasi Tulangan (As)

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{200 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 13}{2 - 1}$$

$$= 94 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

- Kontrol Regangan

Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{265,4 \times 400}{0,85 \times 35 \times 200}$$

$$= 17,84 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,8$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17,84}{0,8} = 22,3 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{253,5 - 22,3}{22,3} 0,003$$

$$= 0,031 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\emptyset = 0,9$

$$\emptyset M_n = \emptyset \times As \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\emptyset M_n = 0,9 \times 265,4 \times 400 \left(253,5 - \frac{1}{2} \times 17,84 \right)$$

$$= 23368151,52 \text{ Nmm} = 2336,8 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 2336,8 \text{ kgm} > M_u = 2283,645 \text{ kgm (OK)}$$

2. Penulangan Geser

Diameter sengkang ϕ_s : 10 mm (polos)

Jumlah kaki : 2

Faktor reduksi geser ϕ : 0,75

- Gaya geser ultimit

$$V_u = 0,5 q_u l = 0,5 \times 1864,2 \times 3,5 = 3262,35 \text{ kg}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} (\sqrt{f'c} b d) = \frac{1}{6} (\sqrt{35} \times 200 \times 253,5) = 4999,08 \text{ kg}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} b d = \frac{1}{3} (200 \times 253,5) = 1690 \text{ kg}$$

- Gaya geser minimum

$$1. V_u \leq 0,5 \phi V_c$$

$$3262,35 \text{ kg} \leq 0,5 \times 0,75 \times 4999,08 \text{ kg}$$

$$3262,35 \text{ kg} \geq 1874,66 \text{ kg (Tidak OK)}$$

$$2. 0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$1874,66 \text{ kg} \leq 3262,35 \text{ kg} \leq 0,75 \times 4999,08 \text{ kg}$$

$$1874,66 \text{ kg} \leq 3262,35 \text{ kg} \leq 3749,32 \text{ kg (Memenuhi)}$$

→ Perlu Tulangan Geser Minimum

Digunakan D-10, dua kaki ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{253,5}{2} = 126,75 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 200} = 897,14 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 100 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-100)

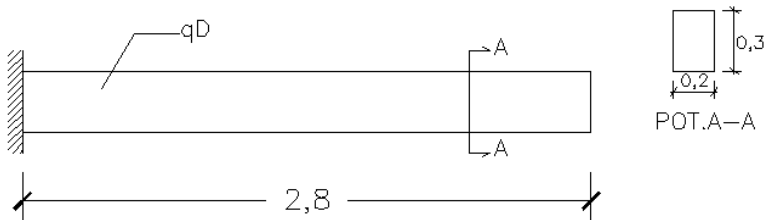
4.2.3.4.2 Perencanaan Balok Bordes Atas

Balok bordes dirancang dapat menerima beban dinding diatasnya, berat sendiri serta akibat perletakan tangga.

Berat sendiri balok	:	$0,2 \times 0,3 \times 2400$	=	144 kg/m
Berat dinding	:	2×250 kg/m	=	500 kg/m
		qd	=	644 kg/m
Qd ultimate = 1,4 qd	:	$1,4 \times 644$ kg/m	=	901,6 kg/m
		qu	=	901,6 kg/m

Analisis Gaya Dalam Balok Bordes

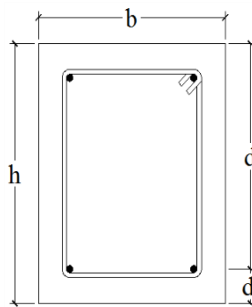
Balok Bordes terletak bebas pada satu ujung dan terjepit elastis pada ujung yang lainnya.



Gambar 4.26 Sketsa Beban pada Balok Bordes

$$Mu = \frac{1}{10} qu l^2 = \frac{1}{10} \times 901,6 \times 3,5^2 = 1104,46 \text{ kgm}$$

$$= 11044600 \text{ Nmm}$$



Gambar 4.27 Penampang Balok

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$$

$$d = 300 - 30 - 10 - \frac{13}{2} = 253,5 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$$

$$d' = 30 + 10 + \frac{13}{2} = 46,5 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal, \emptyset diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{11044600}{0,9 \times 200 \times 253,5^2} = 0,955 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,955}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$= 0,0024$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{array}{llll} \text{Syarat} & : & \rho_{\text{min}} & = & \rho_{\text{perlu}} \\ & & 0,0035 & > & 0,0024 \end{array}$$

Maka, dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

1. Penulangan Lentur

- Tulangan Lentur Tarik

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,0024 \times 200 \times 253,5 \\ &= 121,68 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13mm ($A_{D13} = 132,7 \text{ mm}^2$)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{D13}}$$

$$= \frac{258,57}{132,7} = 1,95 \approx 2 \text{ buah}$$

Jadi, tulangan lentur tarik 2D13 ($A_s = 265,4 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar $\frac{1}{2}$ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D13 ($A_s = 265,3 \text{ mm}^2$)

- Kontrol Spasi Tulangan (A_s)

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsengkang} - n \cdot \text{Øtul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{200 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 2 \times 13}{2 - 1}$$

$$= 94 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}$$

- Kontrol Regangan

Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{265,4 \times 400}{0,85 \times 35 \times 200}$$

$$= 17,84 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,8$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17,84}{0,8} = 22,3 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{253,5 - 22,3}{22,3} 0,003$$

$$= 0,031 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 265,4 \times 400 \left(253,5 - \frac{1}{2} \times 17,84 \right) \\ &= 23368151,52 \text{ Nmm} = 2336,8 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 2336,8 \text{ kgm} > M_u = 1104,46 \text{ kgm (OK)}$$

2. Penulangan Geser

Diameter sengkang ϕ_s : 10 mm (polos)

Jumlah kaki : 2

Faktor reduksi geser ϕ : 0,75

- Gaya geser ultimit

$$V_u = 0,5 q_u l = 0,5 \times 901,6 \times 3,5 = 1577,8 \text{ kg}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} (\sqrt{f'c} b d) = \frac{1}{6} (\sqrt{35} \times 200 \times 253,5) = 4999,08 \text{ kg}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} b d = \frac{1}{3} (200 \times 253,5) = 1690 \text{ kg}$$

- Gaya geser minimum

$$1. V_u \leq 0,5 \phi V_c$$

$$1577,8 \text{ kg} \leq 0,5 \times 0,75 \times 2055,29 \text{ kg}$$

$$1577,8 \text{ kg} \leq 1874,66 \text{ kg (Memenuhi)}$$

→ Perlu Tulangan Geser Minimum

Digunakan D-10, dua kaki ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{253,5}{2} = 126,75 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{Av fyt}{0,35 bw} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 200} = 897,14 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 100 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-100)

4.2.4. Perencanaan Balok Lift

4.2.4.1. Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	: Passenger Elevator
Kapasitas	: 1000 Kg
Kecepatan	: 105 m/min

Dimensi sangkar (car size)

- Car Wide (CW)	: 1660 mm
- Car Depth (CD)	: 1655 mm
- Opening	: 900 mm

Dimensi ruang luncur(Hoistway)

- Hoistway width (HW)	: 4200 mm
- Hoistway Depth (HD)	: 2130 mm

Beban reaksi ruang mesin

R_1	: 5450 kg
R_2	: 4300 kg

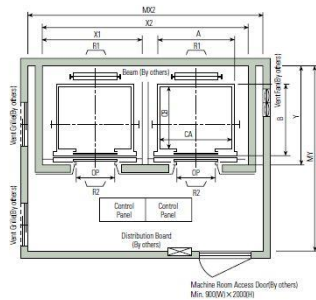
Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 4.9.

Tabel 4.9 Spesifikasi Passenger Elevator

Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2
60	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700
90	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750
105	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300
120	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800		
150	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000		
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200		



Gambar 4.28 Denah Lift

Perencanaan Dimensi Balok Penumpu Lift

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 500 \text{ cm} = 31,25 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 60 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 40/60 cm

4.2.4.2. Pembebanan Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= R \times \Psi &= (5450 + 4300) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ &&= 17355 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.2.4.3. Balok Penggantung Lift (40/60)

a. Pembebanan

Beban mati lantai :

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,6 \times 0,4 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat total (qd)} = 576 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Hidup} &= 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (pelat untuk ruang mesin)} \\ Q_l &= 400 \times 1 \text{ m} = 400 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$Q_u = 1,2 q_d \times 1,6 q_l = 1,2 (576) + 1,6 (400) = 1331,2 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban terpusat lift } P = 17355 \text{ kg}$$

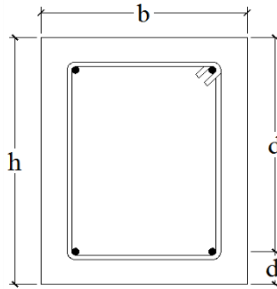
$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P$$

$$= \frac{1}{2} \times 1331,2 \times 2,13 + \frac{1}{2} \times 17355 = 10095,228 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL$$

$$= \frac{1}{8} \times 1331,2 \times 2,13^2 + \frac{1}{4} \times 17355 \times 2,13 = 9996,4776 \text{ kgm}$$

$$= 99964776 \text{ Nmm}$$



Gambar 4.29 Penampang Balok

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$$

$$d = 600 - 30 - 10 - \frac{16}{2} = 552 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \phi_{\text{lentur}})$$

$$d' = 30 + 10 + \frac{16}{2} = 48 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{99964776}{0,9 \times 400 \times 552^2} = 0,911 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,911}{0,85 \times 35}} \right) \\
 &= 0,0023 \\
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035
 \end{aligned}$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$
 $0,0035 > 0,0023$

Maka, dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

b. Penulangan Lentur

Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0035 \times 400 \times 552 = 772,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D – 16 mm (A D16 = 201,06 mm²)

$$\begin{aligned}
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D16}} \\
 &= \frac{772,8}{201,06} = 3,84 \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D16 (A_s = 804,25 mm²)

Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D16 (A_s = 402,12 mm²)

Kontrol Spasi Tulangan (A_s)

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset_{\text{sengkang}} - n \cdot \emptyset_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\
 &= \frac{400 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 16}{4 - 1} \\
 &= 85,33 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Kontrol Regangan

Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{804,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} \\
 &= 27,03 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f'_c - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (35 - 28) / 7) = 0,8
 \end{aligned}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27,03}{0,8} = 33,79 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d - c}{c} 0,003 = \frac{552 - 33,79}{33,79} 0,003 \\
 &= 0,046 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}
 \end{aligned}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\emptyset = 0,9$

$$\begin{aligned}
 \emptyset M_n &= \emptyset \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} a \right) \\
 \emptyset M_n &= 0,9 \times 804,25 \times 400 \left(552 - \frac{1}{2} \times 27,03 \right) \\
 &= 155907562,1 \text{ Nmm} = 15590,76 \text{ kgm} \\
 \emptyset M_n &= 15590,76 \text{ kgm} > M_u = 9996,4776 \text{ kgm (OK)}
 \end{aligned}$$

c. Penulangan Geser

Diameter sengkang \emptyset_s : 10 mm (polos)

Jumlah kaki : 2

Faktor reduksi geser $\phi : 0,75$

- Gaya geser ultimit

$$V_u = 10095,228 \text{ kg}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} (\sqrt{f'} c b d) = \frac{1}{6} (\sqrt{35} \times 400 \times 552) = 21771,17 \text{ kg}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} b d = \frac{1}{3} (400 \times 552) = 7360 \text{ kg}$$

- Gaya geser minimum

$$1. V_u \leq 0,5\phi V_c$$

$$21771,17 \text{ kg} \leq 0,5 \times 0,75 \times 21771,17 \text{ kg}$$

$$21771,17 \text{ kg} \geq 8164,19 \text{ kg (Tidak OK)}$$

$$2. 0,5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$8164,19 \text{ kg} \leq 21771,17 \text{ kg} \leq 0,75 \times 21771,17 \text{ kg}$$

$$8164,19 \text{ kg} \leq 21771,17 \text{ kg} \geq 16328,38 \text{ kg (Tidak OK)}$$

$$3. \phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{s_{min}})$$

$$16328,38 \text{ kg} \leq 21771,17 \text{ kg} \leq 0,75 \times (21771,17 \text{ kg} + 7360 \text{ kg})$$

$$16328,38 \text{ kg} \leq 21771,17 \text{ kg} \leq 21848,38 \text{ kg}$$

(Memenuhi)

→ Perlu Tulangan Geser Minimum

Digunakan D-10, dua kaki ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{552}{2} = 276 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 400} = 448,57 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai $s = 100 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D10-200)

d. Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan

struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

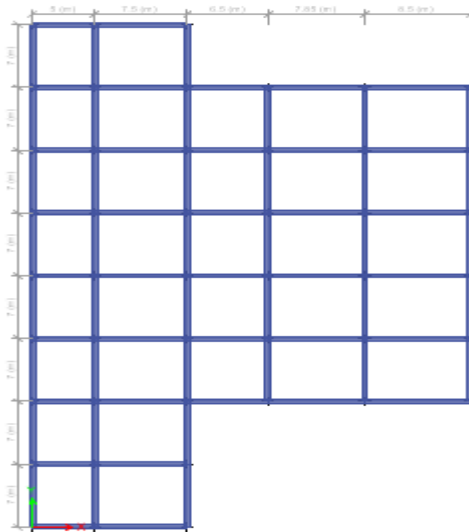
Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{min} .

4.3. Pemodelan Struktur

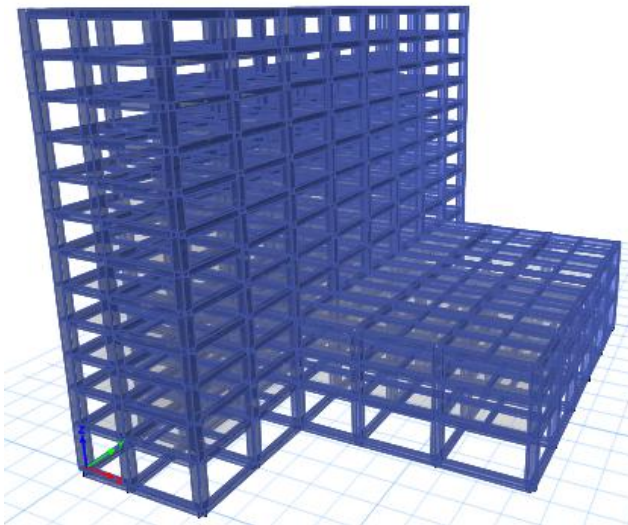
4.3.1. Umum

Pemodelan struktur gedung menggunakan *software* ETABS 2013 dan persyaratan SNI 1726-2012 (gempa) dan SNI 1727-2013 (beban minimum). Dalam pemodelan ini, elemen struktural yang dimodelkan adalah kolom, balok, pelat lantai dan balok pratekan. Sistem struktur ini dilakukan dengan analisis respon dinamis secara 3D.

Kekakuan unsur-unsur struktur beton bertulang dihitung berdasarkan pengaruh retak beton sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013 Pasal 10.10.4.1. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan dengan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang. Untuk mutu beton digunakan kekuatan tekan beton, yaitu $f'_c = 35$ MPa, sedangkan untuk kekuatan tarik baja digunakan $f_y = 400$ MPa.



Gambar 4.30 Denah Struktur Gedung



Gambar 4.31 Model 3D Struktur Gedung

4.3.2. Pembebanan

1. Beban Mati

a. Beban Mati Struktural

Beban mati struktural merupakan berat sendiri bangunan yang memiliki fungsi struktural untuk menahan beban. Beban mati struktural yang diperhitungkan adalah beban struktur beton bertulang, yaitu sebesar 2400 kg/m³.

b. Beban Mati Tambahan atau D ++ (PPIUG 1983)

Beban mati tambahan merupakan berat elemen nonstruktural yang secara permanen membebani struktur.

1) Beban Mati Tambahan pada Lantai 2 s.d. 12

Keramik	= 24	= 24	kg/m ²
Spesi (t=2cm)	= 2 x 21	= 42	kg/m ²
Plafond + penggantung	= 11 + 7	= 18	kg/m ²
Plumbing + ME	= 40	= 40	kg/m ² +
D ++lantai	= 124 kg/m ²		

2) Beban Mati Tambahan pada Lantai Atap

Aspal	= 2 x 14	= 28	kg/m ²
Plafond + penggantung	= 11 + 7	= 18	kg/m ²
Plumbing + ME	= 40	= 40	kg/m ² +
D ++atap	= 76 kg/m ²		

3) Beban Dinding

Berat dinding = 250 kg/m²(PPIUG 1983)

- a) Beban dinding lt.1 = 250 x 4,5 = 1125 kg/m²
- b) Beban dinding lt 2 = 250 x 3,5 = 875 kg/m²
- c) Beban dinding lt.3 & lt. 12 = 250 x 3,1 = 775 kg/m²

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-

beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin, serta peralatan yang bukan merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung tersebut. Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai untuk bangunan kantor adalah 240 kg/m^2 , sedangkan beban hidup yang bekerja pada lantai atap adalah 100 kg/m^2 .

3. Beban Gempa Rencana

Analisis gempa yang akan dikenakan pada struktur gedung menggunakan analisis spektrum respons. Berdasarkan SNI 1726-2012, spektrum respons gempa rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar $S_s = 0,136$ dan $S_1 = 0,067$ yang berada di kota Surabaya, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respons gempa rencana desain dapat dilakukan sebagai berikut.

a. Kategori Risiko (I)

Berdasarkan pasal 4.1.2 SNI 1726-2012, penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, dalam kasus ini fungsi bangunan adalah Hotel sehingga didapatkan kategori risiko seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.10 Kategori Resiko

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

b. Faktor Keutamaan (Ie)

Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori risiko yang telah didapatkan pada langkah 1. Sehingga didapatkan faktor keutamaan gempa seperti pada Tabel 4.7.

Tabel 4.11 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

c. Jenis Tanah

Berdasarkan hasil tes *boring* yang dilakukan di lapangan, diperoleh nilai N-SPT tanah rata-rata untuk kedalaman 10 meter yaitu $N = 8,5$ (<15). Dengan hasil tersebut, berdasarkan pasal 5.3 SNI 1726-2012, maka kategori tanah yang ada di lapangan merupakan TANAH LUNAK (SE).

d. Koefisien Situs

Berdasarkan pasal 6.2 SNI 1726-2012, koefisien situs ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai $S_s =$

0,136 dan $S1 = 0,067$ dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah.

$$F_a = 2,500$$

$$F_v = 3,500$$

Penentuan nilai SMS dan SM1:

$$\begin{aligned} \text{SMS} &= F_a \times S_s \\ &= 2,500 \times 0,136 \\ &= 0,341 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{SM1} &= F_v \times S1 \\ &= 3,500 \times 0,067 \\ &= 0,234 \end{aligned}$$

e. Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726-2012, parameter percepatan spektral desain, yaitu SDS dan SD1 ditentukan berdasarkan rumus di bawah ini.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (0,341)$$

$$S_{DS} = 0,227$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} (0,234)$$

$$S_{D1} = 0,156$$

Berdasarkan Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726-2012, dengan nilai-nilai tersebut struktur gedung diklasifikasikan sebagai kategori desain seismik kategori B.

f. Sistem Penahan Gaya Seismik

Untuk kategori desain seismik B, dapat digunakan sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) sistem penahan gaya sebagai berikut :

$$R_0 = 5$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 4,5$$

g. Spektrum Respon Desain

Penentuan nilai T_0 dan T_s :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \frac{0,156}{0,227}$$

$$T_0 = 0,138$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

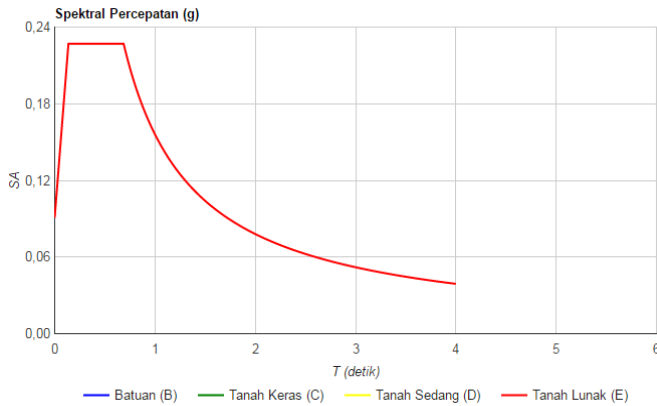
$$T_s = \frac{0,156}{0,227}$$

$$T_s = 0,687$$

Untuk periode yang lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,156}{1,949} = 0,08$$

Dengan bantuan *software* Spektra Indo, spektrum gempa rencana sesuai letak gedung tersebut didapatkan sebagai berikut.



Gambar 4.32 Spektrum Respon Gempa Rencana

h. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen

Berikut ini akan dihitung koefisien respons seismik, C_s , berdasarkan pasal 7.8.1.1 SNI 1726-2012.

1. $C_{s \text{ maksimum}}$

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{0,227}{\left(\frac{5}{1}\right)} = 0,045$$

2. C_s hitungan

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T \text{ Etab} \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{0,156}{1,899 \left(\frac{5}{1}\right)} = 0,016$$

3. C_s minimum

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$Cs_{minimum} = (0,044)(0,227)(1) = 0,01$$

didapat nilai Cs sebagai berikut.

$$Cs \text{ hitungan} = 0,016$$

$$Cs \text{ minimum} = 0,01$$

$$Cs \text{ maksimum} = 0,0454$$

Nilai Cs yang digunakan adalah 0,016 karena Cs hitungan terletak di antara interval antara Cs minimum dan Cs maksimum.

i. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum sesuai pasal 7.8.2.1 SNI 1726-2012, yaitu:

$$Ta_{minimum} = C_t h_n^x$$

$$Ta_{maksimum} = C_u Ta_{minimum}$$

$$Ta_{minimum} = 0,0466 (39)^{0,9} = 1,260 \text{ detik}$$

$$Ta_{maksimum} = 1,6 (1,260) = 2,016 \text{ detik}$$

j. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 4.2.2, faktor-faktor dan kombinasi beban ultimit untuk beban mati nominal (D), beban hidup nominal (L), beban angin nominal (W), dan beban gempa nominal (E) adalah:

- a. 1,4D
- b. 1,2D + 1,6L
- c. 1,2D + 1,0W + L
- d. 1,2D + 1,0E + L
- e. 0,9D + 1,0W
- f. 0,9D + 1,0E

4.3.3. Hasil Analisa Struktur

1. Periode Struktur

Periode struktur (T) yang didapat dari analisis 3 dimensi ETABS adalah:

$$T_{ETABS} = 1,899 \text{ detik}$$

Periode struktur (T) hasil analisis ETABS berada di dalam interval antara T_a minimum dan T_a maksimum. Jadi digunakan T hasil analisis ETABS, yaitu 1,899 detik.

2. Berat Bangunan

Bagian ini merupakan kontrol berat bangunan yang dihitung secara manual dan dihitung secara komputerisasi oleh ETABS. Hal ini dilakukan untuk menghindari terjadinya kesalahan pemasukan data pada ETABS.

Tabel 4.12 Kontrol Berat Bangunan

Komponen	Manual (Kg)	ETABS (Kg)
Lantai Atap	361,081.60	582,931.60
Lantai 12	1,043,698.70	1,001,145.70
Lantai 11	1,043,698.70	1,001,145.70
Lantai 10	1,043,698.70	1,001,145.70
Lantai 9	1,043,698.70	1,001,145.70
Lantai 8	1,043,698.70	1,001,145.70
Lantai 7	1,043,698.70	1,001,145.70
Lantai 6	1,043,698.70	1,001,145.70
Lantai 5	1,043,698.70	1,001,145.70
Lantai 4	1,790,535.30	1,745,970.95
Lantai 3	1,481,009.70	1,452,364.95
Lantai 2	1,938,919.75	1,873,652.25
Lantai 1	748,172.70	748,172.70
Wt	14,669,308.65	14,412,258.05

Dari hasil perhitungan di atas didapat selisih berat bangunan sebesar 2%, nilai ini masih berada di bawah batas selisih toleransi berat bangunan, yaitu 5%. Karena dalam perhitungan berat bangunan manual mengabaikan adanya rongga (*void*) pada struktur gedung, maka untuk perhitungan selanjutnya, akan digunakan berat bangunan yang dihitung oleh ETABS.

3. Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen adalah:

$$V = C_s W_t$$

Distribusi vertikal gaya gempa ditentukan berdasarkan:

$$F_i = C_{vx} V = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Distribusi horizontal gaya gempa dapat ditentukan berdasarkan:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

Tabel 4.12 Gaya Geser Dasar Eivalen

Lantai	Tinggi (m)	Berat Lantai (kN)	w * hk (kNm)	Cvx	Fx (kN)	Vx (kN)
Lantai Atap	3.1	5829.316	56019.727	0.036	85.717	85.717
Lantai 12	3.1	10011.457	96210.102	0.062	147.214	232.931
Lantai 11	3.1	10011.457	96210.102	0.062	147.214	380.145
Lantai 10	3.1	10011.457	96210.102	0.062	147.214	527.359
Lantai 9	3.1	10011.457	96210.102	0.062	147.214	674.573
Lantai 8	3.1	10011.457	96210.102	0.062	147.214	821.786
Lantai 7	3.1	10011.457	96210.102	0.062	147.214	969.000
Lantai 6	3.1	10011.457	96210.102	0.062	147.214	1116.214
Lantai 5	3.1	10011.457	96210.102	0.062	147.214	1263.428
Lantai 4	3.1	17459.710	167787.808	0.108	256.737	1520.165
Lantai 3	3.5	14523.650	177914.706	0.115	272.232	1792.397
Lantai 2	4.5	18736.523	379414.581	0.245	580.553	2372.950
Lantai 1	0	7481.727	0.000	0.000	0.000	2372.950
TOTAL		144122.581	1550817.636	1.000	2372.950	

Nilai $k = 2$ ditentukan berdasarkan pasal 7.8.3 SNI 1726-2012. Jadi, didapat nilai gaya lateral ekivalen sebagai berikut :

$$V = C_{s_x} W_t = 0,016 \times 144122,58 = 2372,95 \text{ kN}$$

Sedangkan, besarnya gaya lateral akibat respons dinamik (V_t) yang dihasilkan ETABS adalah:

$$V_t = 1956,992 \text{ kN}$$

Berdasarkan pasal 7.9.4.1 SNI 1726-2012, nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama.

$$V_t \geq 0,85 V$$

Bila respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85 (V/V_t). Maka:

$$0,85 V = 0,85 \times 2372,95 = 2017,008 \text{ kN}$$

Kontrol:

$$V_t = 1956,992 \text{ kN} \geq 0,85 V = 2017,008 \text{ kN (No OK)}$$

Maka harus dikalikan faktor skala:

$$Faktor skala = \frac{0,85 V}{V_t} \geq 1$$

$$Faktor skala = \frac{2017,008}{1956,992} \geq 1$$

$$Faktor skala = 1,05$$

Maka besarnya gaya lateral akibat respons dinamik (V_t) baru yang dihasilkan ETABS adalah:

$$V_t = 2054,842 \text{ kN}$$

Kontrol:

$$V_t = 2054,842 \geq 0,85 V = 2017,008 \text{ kN (OK)}$$

5. Periode ETABS dan *Modal Participating Mass Ratio*

Berikut ini merupakan tabel untuk periode ETABS dan *Modal Participating Mass Ratio* berdasarkan SNI 1726-2012.

Tabel 4.13 Periode Struktur dan Rasio Partisipasi Massa

Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
	sec					
1	1.951	0.6928	0.0004	0	0.6928	0.0004
2	1.765	0.0033	0.171	0	0.6961	0.1714
3	1.582	0.0001	0.5642	0	0.6962	0.7356
4	0.647	0.1682	0.000002709	0	0.8645	0.7356
5	0.577	0.0003	0.0025	0	0.8648	0.7381
6	0.542	6.806E-07	0.1497	0	0.8648	0.8878
7	0.369	0.0653	0.000000962	0	0.93	0.8878
8	0.351	5.792E-07	0.0203	0	0.93	0.9081
9	0.307	0.00000204	0.0321	0	0.93	0.9402
10	0.227	0.022	0.00003766	0	0.952	0.9402
11	0.218	0.0005	0.0028	0	0.9525	0.943
12	0.196	0.000005411	0.0142	0	0.9525	0.9572
	Σ	0.952508711	0.957241331			

6. Kontrol Simpangan Antarlantai (*Story Drift*)

Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antar lantai hanya ada saat kondisi kinerja batas ultimit saja. Tabel berikut ini merupakan hasil perhitungan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726-2012 pada kondisi kinerja batas ultimit.

Tabel 4.14 Simpangan Antar Lantai

Lantai	Elevation (m)	Total Drift Y (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin (Δa)	Story Drift Izin $< \Delta a$
Atap	39	15.8	0.4	1.800	62	OK
12	35.9	15.4	0.6	2.700	62	OK
11	32.8	14.8	0.9	4.050	62	OK
10	29.7	13.9	1.1	4.950	62	OK
9	26.6	12.8	1.3	5.850	62	OK
8	23.5	11.5	1.5	6.750	62	OK
7	20.4	10	1.6	7.200	62	OK
6	17.3	8.4	1.6	7.200	62	OK
5	14.2	6.8	1.6	7.200	62	OK
4	11.1	5.2	1.6	7.200	62	OK
3	8	3.6	2	9.000	70	OK
2	4.5	1.6	1.6	7.200	90	OK
1	0	0	0	0.000	0	OK

4.4. Perhitungan Struktur Utama Non Pratekan

Langkah Perhitungan dalam perencanaan struktur primer ini adalah dengan memodelkan gedung Golden Tulip kedalam program *ETABS* dengan memasukan beban-beban yang ada seperti beban hidup dan beban mati serta beban gempa (respon spektrum).

Hasil dari pemodelan program *ETABS* akan didapatkan gaya dalam yang selanjutnya akan digunakan untuk perhitungan tulangan struktur primer.

4.4.1. Perencanaan Balok Induk

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.

Untuk penulangan balok didesain tipikal untuk lantai 2 - Atap. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok

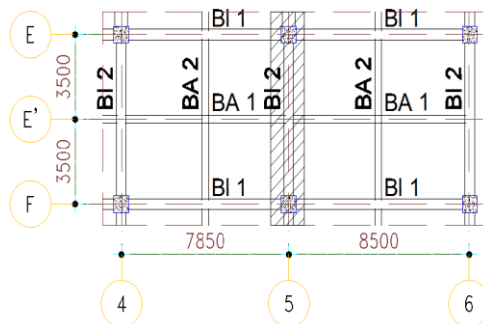
mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada analisa struktur utama dari hasil analisa menggunakan program bantu ETABS.

Dalam struktur bangunan ini terdapat tiga macam balok induk, yaitu balok 50/70, 50/65 dan 40/50. Selanjutnya, perhitungan penulangan balok akan disajikan dalam bentuk tabel dan beberapa disajikan pada lampiran.

Data Perencanaan :

- Dimensi Balok = 500/650 mm
- Bentang Balok = 7000 mm
- Mutu Beton (f'_c) = 35 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) = 22 mm
 - Mutu baja(f_y) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang (\emptyset) = 13 mm
 - Mutu baja(f_y) = 400 MPa
- $d = 650\text{mm} - 40\text{mm} - 13\text{mm} - (\frac{1}{2} \times 22\text{ mm}) = 586\text{ mm}$
- $d' = 40\text{ mm} + 13\text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 22\text{ mm}) = 64\text{ mm}$



Gambar 4.33 Balok Induk yang Ditinjau

4.4.1.1. Perhitungan Tulangan Lentur

Dari hasil analisis ETABS akibat kombinasi *Envelope* didapatkan hasil sebagai berikut :

Momen Tumpuan : -559,2875 kNm

Momen Lapangan : 75,6658 kNm

A. Daerah Tumpuan

$M_u = 559,2875 \text{ kNm}$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{559,2875 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 586^2} = 3,619 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 3,619}{400}} \right) = 0,0097 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,0097}$$

Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0097 \times 500 \times 586 = 2835,6 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan A_s tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 500 \times 586$$

$$= 1083,4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 586}{400} = 1025,5 \text{ mm}^2$$

Maka, A_s pakai = 2835,6 mm²

Digunakan tulangan D – 22 mm ($A_{D22} = 379,94 \text{ mm}^2$)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}}$$

$$= \frac{2835,6}{379,94} = 7,46 \approx 8 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 8D22 ($A_s = 3039,5 \text{ mm}^2$)

Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{3039,5 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 81,7 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{35 - 28}{7} \right) = 0,8$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{81,7}{0,8} = 102,169 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0,003 \times \left(\frac{586 - 102,169}{102,169} \right)$$

$$= 0,014 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,9 \times 3039,5 \times 400 \times \left(586 - \frac{1}{2} \times 81,7\right) \\ &= 596498813,7 \text{ Nmm} = 59649,88 \text{ kgm} \\ \phi M_n &= 59649,88 \text{ kgm} > M_u = 55928,75 \text{ kgm} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Kontrol Spasi Tulangan (As):

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}S &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 8 \times 22}{8 - 1} = 31,14 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan Lentur Tekan

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.3.4.1 SNI 2847:2013:

Kuat momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari sepertiga kuat momen negatif yang disediakan pada muka joint. Maka:

$$\begin{aligned}M_u^+ &> \frac{1}{3} M_u^- \\ 296,1689 \text{ kNm} &> \frac{1}{3} \times 559,2875 \text{ kNm} = 186,429 \text{ kNm} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Contoh perhitungan tulangan lentur pada tumpuan (As') sama dengan perhitungan tulangan lentur pada tumpuan (As) maka, tulangan lentur tekan dipakai 4D22 (As' = 1519,75 mm²)

Kontrol Spasi Tulangan (As'):

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 22}{4 - 1} = 102 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

B. Daerah Lapangan

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.3.4.1 SNI 2847:2013:

Kuat momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang balok tidak boleh kurang dari seperlima kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint. Maka:

$$Mu \text{ Lapangan} > \frac{1}{5} Mu \text{ maksimum Tumpuan}$$

$$75,6658 \text{ kNm} > \frac{1}{5} \times 559,2875 \text{ kNm} = 111,8575 \text{ kNm} \text{ (Not OK)}$$

Dikarenakan momen $Mu \text{ Lapangan}$ kurang dari $\frac{1}{5} Mu \text{ maksimum Tumpuan}$, maka dipakai $Mu = 111,8575 \text{ kNm}$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{111,8575 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 586^2} = 0,724 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 0,724}{400}} \right) = 0,0018 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\min} = 0,0035$$

Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0035 \times 500 \times 586 = 1025,5 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan A_s tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} \times 500 \times 586$$

$$= 1083,4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 586}{400} = 1025,5 \text{ mm}^2$$

Maka, A_s pakai = 1083,4 mm²

Digunakan tulangan D – 22 mm ($A_{D22} = 379,94 \text{ mm}^2$)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}}$$

$$= \frac{1083,4}{379,94} = 2,85 \approx 4 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 4D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$)

Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1519,76 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 40,9 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{35 - 28}{7} \right) = 0,8$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40,9}{0,8} = 51,084 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0,003 \times \left(\frac{586 - 51,084}{51,084} \right)$$

$$= 0,031 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

Kontrol Momen Kapasitas :

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1519,76 \times 400 \times \left(586 - \frac{1}{2} \times 40,9 \right)$$

$$= 309428988,2 \text{ Nmm} = 30942,90 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 30942,90 \text{ kgm} > M_u = 11185,75 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol Spasi Tulangan (A_s) :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 22}{4 - 1} = 102 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Tulangan Lentur Tekan

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.3.4.1 SNI 2847:2013:

Kuat momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang balok tidak boleh kurang dari seperlima kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint. Maka perhitungan tulangan lentur tekan pada lapangan sama dengan perhitungan tulangan lentur tarik pada lapangan maka, tulangan lentur tekan dipakai 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$)

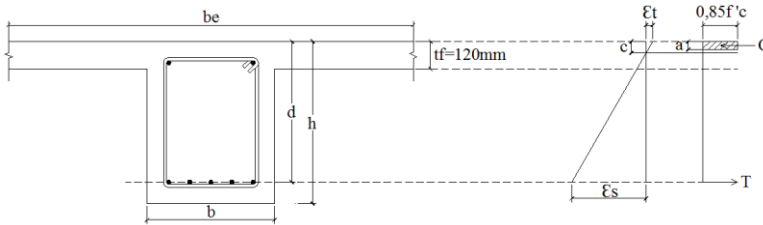
Kontrol Spasi Tulangan (A_s') :

Menurut SNI 2847-2013 ps 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 22}{4 - 1} = 102 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Kontrol Balok T



Gambar 4.34 Asumsi Balok T

$l_n = 6200 \text{ mm}$ (bentang bersih balok)

Lebar efektif balok T, b_e , yang diambil dari nilai terkecil antara:

- $b_w + 2(l_n/2) = 500 + (7700/2) + (7050/2) = 7875 \text{ mm}$
- $b_w + 2(8 \text{ tf}) = 500 + 2 \times (8 \times 120) = 2420 \text{ mm}$
- $l_n/4 = 6200/4 = 1550 \text{ mm}$

Diambil $b_e = 1550 \text{ mm}$

$A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$ (4D22)

$b_e = 1550 \text{ mm}$

$d = 586 \text{ mm}$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{1519,76 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1550} = 13,18 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke garis netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{13,18}{0,85} = 15,51 \text{ mm}$$

$c = 15,51 \text{ mm} < t_f = 120 \text{ mm} \rightarrow$ tergolong balok T palsu

4.4.1.2. Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen

dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, (Mpr) harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Nilai Gaya Geser Rencana pada Balok

Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

$$V_{ki} = \frac{Mpr^{-} + Mpr^{+}}{ln} + \frac{qu \times ln}{2}$$

$$V_{ka} = \frac{Mpr^{+} + Mpr^{-}}{ln} - \frac{qu \times ln}{2}$$

Nilai Mpr dihitung sebagai berikut:

Untuk tulangan 8D22 di sisi atas:

$$a = \frac{As \times 1,25fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{3039,5 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 102,17 \text{ mm}$$

$$Mpr^{-} = As(1,25fy) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mpr^{-} = 3039,5 (1,25 \times 400) \left(586 - \frac{102,17}{2} \right)$$

$$Mpr^{-} = 812937071,3 \text{ Nmm} = 812,937 \text{ kNm}$$

Untuk tulangan 4D22 di sisi bawah:

$$a = \frac{As \times 1,25fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1519,75 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 51,08 \text{ mm}$$

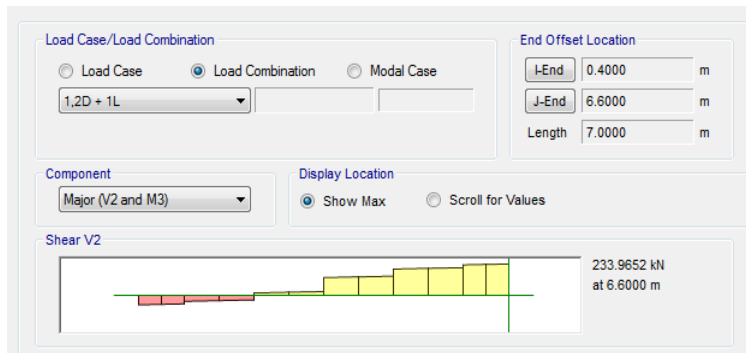
$$Mpr^{+} = As(1,25fy) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mpr^{+} = 1519,75(1,25 \times 400) \left(586 - \frac{51,08}{2} \right)$$

$$Mpr^{+} = 425879542,5 \text{ Nmm} = 425,879 \text{ kNm}$$

Penulangan Geser Tumpuan Balok

Dengan qu merupakan beban akibat kombinasi 1,2D+1L. Sehingga $qu \times ln/2$ dapat dianggap sebagai Vu akibat kombinasi 1,2D+1L pada ETABS.



Gambar 4.35 Gaya Geser Tumpuan Ultimit

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^{-} + M_{pr}^{+}}{ln} + \frac{qu \times ln}{2} = \frac{M_{pr}^{-} + M_{pr}^{+}}{ln} + V_u$$

$$V_{ka} = \frac{812,937 + 425,879}{6,2} + 233,965 = 433,774 \text{ kN}$$

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-}}{ln} - \frac{qu \times ln}{2} = \frac{M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-}}{ln} - V_u$$

$$V_{ki} = \frac{812,937 + 425,879}{6,2} - 233,965 = -34,156 \text{ kN}$$

Perencanaan gaya geser pada sendi plastis:

Gaya geser maksimum yang ditimbulkan oleh beban gempa adalah:

$$\frac{M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-}}{ln} = \frac{812,937 + 425,879}{6,2} = 199,81 \text{ kN}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2 apabila gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gempa tidak lebih besar daripada 50% gaya geser total, maka kekuatan geser yang disediakan oleh beton

$$\frac{1}{2} \times 433,774 = 216,887 \text{ kN} > 199,81 \text{ kN}$$

Sehingga V_c dapat diambil sama dengan nol.

- Gaya geser tulangan

$$Vu = \phi V_s + \phi V_c$$

$$Vu = \phi V_s + 0$$

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} = \frac{433,774}{0,75} = 578,365 \text{ kN}$$

- Gaya geser tulangan minimum

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 500 \times 586 = 97,67 \text{ kN}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$V_s < \phi \times 0,5 \times V_c$$

$$578,365 \text{ kN} < 0,75 \times 0,5 \times 0$$

$$578,365 \text{ kN} > 0 \quad (\text{Not OK})$$

$$\phi \times 0,5 \times V_c < V_s < \phi \times V_c$$

$$0 < 578,365 \text{ kN} > 0 \quad (\text{Not OK})$$

$$\phi \times V_c < V_s < \phi (V_c + V_{s_{min}})$$

$$0 < 578,365 \text{ kN} < 0,75 (0 + 97,67 \text{ kN})$$

$$0 < 578,365 \text{ kN} > 73,25 \text{ kN} \quad (\text{Not OK})$$

$$\phi (V_c + V_{s_{min}}) < V_s < \phi (V_c + \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

$$73,25 \text{ kN} < 578,365 \text{ kN} < 0,75 (0 + \frac{1}{3} \times \sqrt{35} \times 500 \times 586)$$

$$73,25 \text{ kN} < 578,365 \text{ kN} > 433,353 \text{ kN} \quad (\text{Not OK})$$

$$\phi (V_c + \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) < V_s < \phi (V_c + \frac{2}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d)$$

$$433,353 \text{ kN} < 578,365 \text{ kN} < 0,75 (0 + \frac{2}{3} \times \sqrt{35} \times 500 \times 586)$$

$$433,353 \text{ kN} < 578,365 \text{ kN} < 868,71 \text{ kN} \quad (\text{Ok})$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 13 mm (2 kaki), maka jarak antar sengkang, s, adalah:

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2(132,73) \times 400 \times 586}{578,365 \times 10^3} = 107,59 \text{ mm}$$

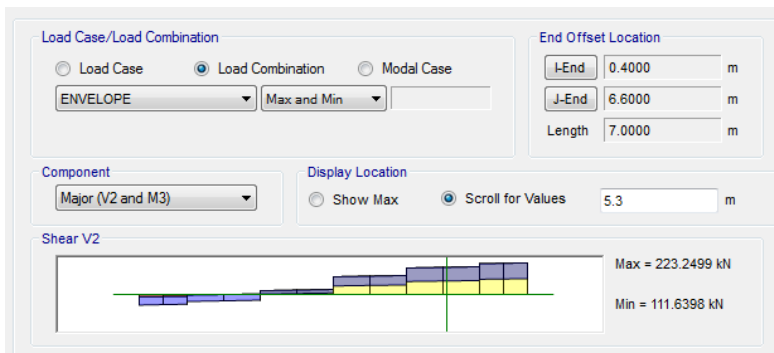
Jarak maksimum sengkang tertutup sepanjang $2h$ ($= 2 \times 650 = 1300$ mm) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $d/4 = 586/4 = 146,5$ mm
- $6db = 6(22) = 132$ mm
- 150 mm

Sehingga dapat dipasang sengkang tertutup D13-100 mm hingga sepanjang 1300 mm dari muka tumpuan. Dan sengkang tertutup pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan.

Penulangan Geser Lapangan Balok

Pada jarak 1300 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:



Gambar 4.36 Gaya Geser Lapangan Ultimit

Pada jarak 1300 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:

$V_u = 223,2499$ kN (gambar 4.36)

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$V_c = 0,17(1)(\sqrt{35})(500)(586) \times 10^{-3} = 294,68 \text{ kN}$$

$$V_{s \min} = \frac{bw \times d}{3} = \frac{500 \times 586}{3} \times 10^{-3} = 97,67 \text{ kN}$$

Maka, Cek Nilai V_c :

a. $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$

$$223,2499 \text{ kN} > \frac{1}{2} 0,75 \times 294,68 = 110,505 \text{ kN (Not OK)}$$

b. $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$

$$110,505 \text{ kN} < 223,2499 \text{ kN} > 0,75 \times 294,68 = 221,01 \text{ kN (Not OK)}$$

c. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$

$$221,01 \text{ kN} < 223,2499 \text{ kN} < 0,75(294,68 + 97,67) = 294,26 \text{ kN (OK)}$$

Maka digunakan tulangan geser minimum (SNI 2847-2013 pasal 11.4.5.3):

$$\begin{aligned} V_s &= 0,33 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,33 \sqrt{35} \times 500 \times 586 \times 10^{-3} \\ &= 572,026 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 13 mm (2 kaki), maka jarak antar sengkang, s , adalah:

$$s = \frac{A_s \times f_y}{b_w} = \frac{2(132,73) \times 400}{500} = 212,37 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang tertutup pada daerah lapangan D13-150 mm

4.4.1.3. Penulangan Torsi

Data perencanaan :

Faktor reduksi puntir (ϕ) = 0,75

Diameter tulangan puntir (ϕ_p) = 13 mm

Torsi ultimit (T_u) = 9095000 Nmm

- Luasan yang dibatasi keliling luar irisan penampang beton
 $A_{cp} = 500 \times 650 = 325000 \text{ mm}^2$

- Parameter luar irisan penampang beton
 $P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (350 + 700) = 2300 \text{ mm}$

- Torsi nominal yang terjadi

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{9095000}{0,75} = 12126666,67 \text{ Nmm}$$

- Torsi minimum yang terjadi

$$T_{u_{min}} = \frac{\phi \times \sqrt{f'c'}}{12} \times \left(\frac{A_{CP}^2}{P_{CP}} \right) = \frac{0,75 \times \sqrt{35}}{12} \times \left(\frac{325000^2}{2300} \right)$$

$$T_{u_{min}} = 16980595,84 \text{ Nmm}$$

- Torsi maksimum yang terjadi

$$T_{u_{maks}} = \frac{\phi \times \sqrt{f'c'}}{3} \times \left(\frac{A_{CP}^2}{P_{CP}} \right) = \frac{0,75 \times \sqrt{35}}{3} \times \left(\frac{325000^2}{2300} \right)$$

$$T_{u_{maks}} = 67922383,38 \text{ Nmm}$$

- Kontrol pengaruh momen puntir

$$T_{u_{min}} > T_u$$

$$16980595,84 > 9095000 \text{ Nmm (Torsi bisa diabaikan)}$$

Maka dipakai tulangan torsi minimum 2Ø10

4.4.1.4. Perencanaan Panjang Penyaluran Tulangan Balok

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12, panjang penyaluran tulangan diatur sebagai berikut :

Penyaluran Tulangan Tarik

Diketahui diameter tulangan, $d_b = 22 \text{ mm}$

$$l_b > d_b \times \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'c}} \right) > 300 \text{ mm}$$

$\psi_t = 1.3$ (faktor lokasi penulangan ; tulangan horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)

$\psi_e = 1.0$ (faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis)

$\lambda = 1.0$ (faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$$l_b = 22x \left(\frac{400x1,3x1}{2,1x1x\sqrt{35}} \right) = 920,82 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan tarik sebesar 1000 mm.

Penyaluran Tulangan Tekan

$$l_{dc} > dbx \left(\frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) > 200 = 22x \left(\frac{0,24x400}{1x\sqrt{35}} \right) = 356,99 \text{ mm}$$

Tetapi tidak kurang dari :

$$l_{dc} = 0,043 \times db \times f_y = 0,043 \times 22 \times 400 = 378 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan tekan sebesar 400 mm.

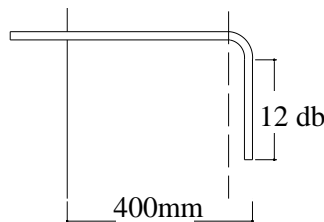
Penyaluran Kait Standar Dalam Kondisi Tarik

$$l_{dh} > 8db = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > dbx \left(\frac{0,24 f_y \psi_e}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) = 22x \left(\frac{0,24x400x1}{1x\sqrt{35}} \right) = 356,99 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan berkait sebesar 400 mm dengan perpanjangan kait $12db = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$



Gambar 4.37 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standar

4.4.1.5. Kontrol Retak

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.6.4, spasi tulangan terdekat ke muka tarik (s) tidak boleh lebih dari :

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c$$

dimana :

Cc = jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik

= decking + \emptyset sengkang

= $40 + 13 = 53 \text{ mm}$

$f_s = 2/3 f_y = 2/3 \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5Cc$$

$$= 380 \left(\frac{280}{266,67} \right) - 2,5 \times 53 = 266,495 \text{ mm}$$

$s > s_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$

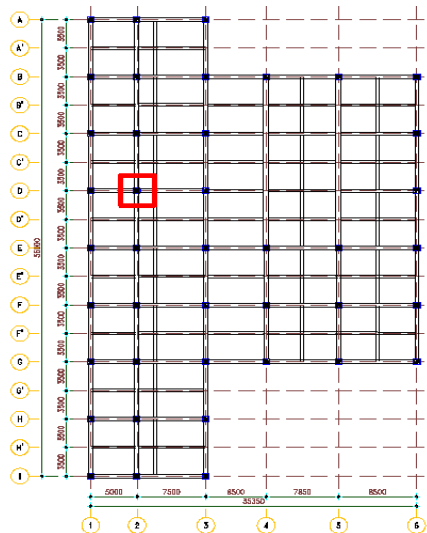
Dengan cara yang sama dilakukan untuk menghitung tulangan geser pada tumpuan dan lapangan pada balok BI1 dan BI3. Sehingga didapat kebutuhan tulangan pada balok-balok tersebut seperti pada tabel berikut:

Tabel 4.15 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk

Tipe	Lantai	Daerah	Tul. (-)	Tul. (+)	Geser
BI1	1 s/d Atap	Tumpuan	6D22	3D22	D13-125
		lapangan	4D22	4D22	D13-150
BI2	1 s/d Atap	Tumpuan	8D22	4D22	D13-100
		lapangan	4D22	4D22	D13-150
BI3	1 s/d Atap	Tumpuan	4D22	2D22	D13-125
		lapangan	2D22	2D22	D13-150

4.4.2. Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang memikul beban-beban yang diterima struktur sekunder dan balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Dalam contoh perhitungan kolom berikut ini akan direncanakan kolom dengan dimensi 800/800 mm yang terletak di lantai dasar.



Gambar 4.38 Letak Kolom Yang Direncanakan

4.4.2.1. Data Perencanaan

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan kolom As 2-D lantai dasar adalah sebagai berikut :

Dimensi Kolom	: 800/800 mm
Tinggi Kolom	: 4,5 m
Mutu Beton ($f'c$)	: 35 MPa
Selimut beton	: 40 mm
Diameter Tul. Utama	: 22 mm
KuatTarik (f_y)	: 400 MPa
Diameter Tul. Senggang	: 13 mm
KuatTarik (f_y)	: 240 MPa

Dari hasil permodelan *Etabs* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut :

Tabel 4.16 Momen Envelope Kolom

No.	Lokasi	Kombinasi	Gaya Dalam		
			P (kN)	M 2-2 (kNm)	M 3-3 (kNm)
1.	Kolom Bawah	ENVELOPE	8680.3292	181.6553	195.9093
2.	Kolom Atas	ENVELOPE	8610.7381	34.8718	72.7666

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.1, syarat dimensi kolom harus dipenuhi bila :

- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari $Agxf'c/10$

$$P_u > \frac{Agxf'c}{10}$$

$$P_u > \frac{640000 \times 35}{10}$$

$$P_u > 2240000 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

- Ukuran penampang terkecil harus lebih besar dari 300 mm.

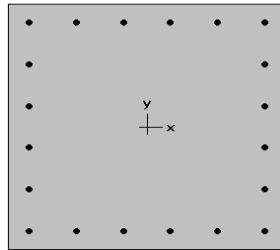
$$800 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

- Rasio b/h harus lebih besar dari 0,4.

$$\frac{b}{h} = \frac{800}{800} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{OK}$$

4.4.2.2. Penulangan Lentur

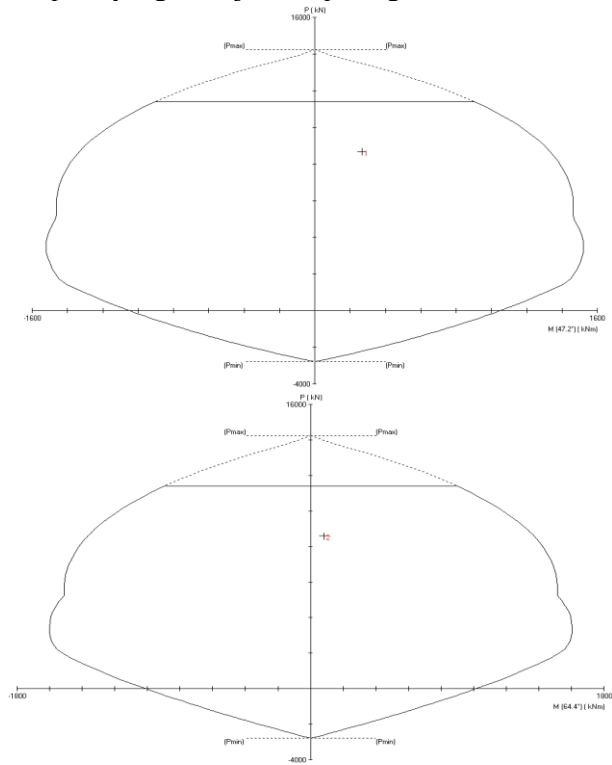
Untuk desain penulangan lentur kolom akan digunakan program bantu *SpColumn*, dengan memasukkan gaya dalam berfaktor dan direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Dari *trial and error* dengan *SpColumn* didapatkan konfigurasi tulangan 20D22, seperti yang ditunjukkan pada gambar.



800 × 800 mm
1.21% reinf.

Gambar 4.39 Penampang Kolom

Hasil output dari program *SpColumn* berupa diagram interaksi seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.40.



Gambar 4.40 P-M Diagram Interaksi Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, batasan rasio tulangan komponen tekan diijinkan antara 1% - 6%. Dari diagram interaksi diperoleh rasio luas tulangan lentur 20D22 sebesar 1,21% ($A_{st} = 7602,654 \text{ mm}^2$). Penampang juga telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbunya dengan koordinat seperti yang diperlihatkan pada gambar 4.39.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisis struktur.

$$\begin{aligned}\phi Pn_{maks} &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 35 \times (640000 - 7602,654) + 400 \times 7602,654] \\ &= 11.364.538,97 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\phi Pn_{maks} > Pu$$

$$11.364.538,97 \text{ N} > 8.680.329,2 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

4.4.2.3. Penulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.1, gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka joint.

Dari hasil program *SpColumn* didapatkan momen nominal kolom. Seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.41.

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu NA	depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	8680.33	181.66	195.91	905.98	977.07	4.987	816	1042	0.00083	0.650
2	8610.74	34.87	72.77	590.20	1231.56	16.925	800	1009	0.00078	0.650

Gambar 4.41 Momen Nominal Kolom

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi yang nilainya sebagai berikut :

$$M_{nc_{atas}} = 590,20 \text{ kNm}$$

$$M_{nc_{bawah}} = 905,98 \text{ kNm}$$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur adalah :

$$V_e = \frac{M_n}{h_n} = \frac{1496,18}{3,925} = 381,19 \text{ kN}$$

Gaya geser yang bekerja di sepanjang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr+} dan M_{pr-} balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$M_{pr_1} = 812,937 \text{ kNm}$$

$$M_{pr_2} = 425,879 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{h_n} \\ &= \frac{812,937 + 425,879}{3,925} = 315,622 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u < V_e$$

$$315,622 \text{ kN} < 381,19 \text{ kN}$$

Maka digunakan nilai V_e sebesar 381,19 kN sebagai gaya geser rencana.

Daerah Sendi Plastis (Tumpuan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.2, tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila :

$$P_u < \frac{A_g f'_c}{10}$$

$$8.680.329,2 \text{ N} > 2.240.000 \text{ N} \rightarrow V_c \text{ dihitung}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2, kuat geser beton yang terbebani tekan aksial ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b x d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{8680329,2}{14 \times 640000} \right) \sqrt{35} \times 800 \times 753,5 \end{aligned}$$

$$= 1193,59 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_e}{0,75} - V_c = \frac{381,19}{0,75} - 1193,59 = -685,34 \text{ kN}$$

Maka, Digunakan V_s min

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 0,33\sqrt{f'c}bxd \\ &= 0,33\sqrt{35} \times 800 \times 753,5 = 1176850,255 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan sengkang 4 kaki, maka :

$$A_v = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 530,93 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y x d}{V_s} = \frac{530,93 \times 400 \times 753,5}{1176850,255} = 135,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.5.2, spasi sengkang sepanjang panjang l_o tidak boleh melebihi nilai yang terkecil dari berikut :

$$s < 8db = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$s < 24ds = 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$$

$$s < 0,5 \text{ dimensi kolom} = 0,5 \times 800 = 400 \text{ mm}$$

$$s < 300$$

Sementara untuk sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari $s/2 = 62,5 \text{ mm}$ dari muka komponen struktur penumpu.

Sehingga dipasang sengkang $\emptyset 13 - 125 \text{ mm}$ sepanjang l_o dari muka kolom, tulangan geser pertama dipasang 60 mm dari muka kolom.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.5.2, panjang l_o atau daerah sendi plastis yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari berikut :

$$l_o > l_n/6 = 3925/6 = 654,17 \text{ mm}$$

$$l_o > \text{dimensi kolom} = 800 \text{ mm}$$

$$l_o > 450 \text{ mm}$$

Maka digunakan panjang $l_o = 800 \text{ mm}$

Daerah Di Luar Sendi Plastis (Lapangan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.10.5.2 dan Pasal 11.4.5.1, spasi sengkang pada daerah lapangan tidak boleh melebihi :

$$s < 16db = 16 \times 22 = 352 \text{ mm}$$

$$s < 48ds = 48 \times 13 = 624 \text{ mm}$$

$$s < \text{dimensi penampang minimum} = 800 \text{ mm}$$

$$s < d/2 = 376,75$$

Sehingga dipasang sengkang Ø13 – 200 mm pada daerah lapangan.

4.5. Perhitungan Struktur Utama Pratekan

Beton prategang yang direncanakan menggunakan sistem pascatarik atau *Post-tension*. Yang mana gaya prategang diberikan setelah beton mengeras, kemudian dilakukan pengankuran dikedua ujung balok.

4.5.1. Data Perencanaan

Berikut ini adalah data-data perencanaan beton prategang pada lantai 4 :

Panjang Bentang	: 21 m
Dimensi Balok Prategang	: 60/100 cm
Mutu Beton Prategang (f'_c)	: 35 Mpa
Mutu Beton Pelat (f'_c)	: 35 Mpa
Tebal Pelat (tf)	: 12 cm
Jarak antar Balok Prategang (s)	: 7 m

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu *curing* 14 hari. Sehingga nilai f_{ci} dihitung sebagai berikut:

$f_{ci} = 0.88 \times 35 = 30.8 \text{ Mpa}$ (koefisien tabel konversi kekuatan beton berdasarkan Tabel 4.1.4 PBI 1971).

4.5.2. Penentuan Tegangan Ijin Beton

Komponen struktur lentur prategang diklasifikasikan sebagai kelas *Uncracked* atau kelas U. Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- A. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar menurut SNI 2847:2013 Pasal 18.4.1 :

- Tegangan tekan :

$$\sigma_{tk} = 0,60 \times f_{ci} = 0,60 \times 30,8 = 18,48 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik :

$$\sigma_{tr} = 0,25 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \times \sqrt{30,8} = 1,39 \text{ MPa}$$

- Tegangan tekan pada ujung-ujung komponen tertumpu sederhana:

$$\sigma_{tk} = 0,70 \times f_{ci} = 0,70 \times 30,8 = 21,56 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik pada ujung-ujung komponen tertumpu sederhana

$$\sigma_{tr} = 0,50 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,50 \times \sqrt{30,8} = 2,77 \text{ MPa}$$

- B. Segera setelah setelah terjadi kehilangan gaya prategang (saat beban bekerja), tegangan serat-serat terluar sesuai SNI 2847-2013 pasal 18.4.2 :

- Tegangan tekan : $\sigma_{tk} = 0,45 f_c$

$$\sigma_{tk} = 0,60 \times f_c = 0,60 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik : $\sigma_{tr} = 0,62 \sqrt{f_c}$

$$\sigma_{tr} = 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \times \sqrt{35} = 3,67 \text{ MPa}$$

4.5.3. Perhitungan Momen

Momen-momen :

Akibat berat sendiri balok (ETABS) :

$$M_{D \text{ Tumpuan}} = 1426,34 \text{ kNm} = 1426340000 \text{ Nmm}$$

$$M_{D \text{ Lapangan}} = 1089,78 \text{ kNm} = 1089780000 \text{ Nmm}$$

Akibat berat sendiri dan berat tambahan (ETABS) :

$$M_{SD \text{ Tumpuan}} = 1612,25 \text{ kNm} = 1612250000 \text{ Nmm}$$

$$M_{SD \text{ Lapangan}} = 1230,15 \text{ kNm} = 1230590000 \text{ Nmm}$$

Akibat beban mati dan beban hidup (ETABS) :

$$M_{T \text{ Tumpuan}} = 1831,12 \text{ kNm} = 1831120000 \text{ Nmm}$$

$$M_{T \text{ Lapangan}} = 1390,46 \text{ kNm} = 1390460000 \text{ Nmm}$$

4.5.4. Daerah Limit Kabel dan Gaya Pratekan Awal

A. Analisa Penampang Global

Dikarenakan penampang balok prategang merupakan balok *precast* yang terpisah dengan pelat, maka pada kondisi transfer dan beban layan menggunakan dimensi penampang yang berbeda.

1. Penampang Sebelum Komposit

$$\begin{aligned} A_{\text{balok}} &= b \times h = 60 \times 100 = 6000 \text{ cm}^2 \\ &= 600000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Y_t = h/2 = 1000 / 2 = 500 \text{ mm}$$

$$Y_b = c_{gc} = h - Y_t = 1000 - 500 = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I &= 1/12 bh^3 = 1/12 \times 600 \times 1000^3 \\ &= 50000000000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_t &= I / Y_t = 50000000000 / 500 \\ &= 100000000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_b &= I / Y_b = 50000000000 / 500 \\ &= 100000000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_t &= W_b / A = 100000000 / 600000 \\ &= 166,67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_b &= W_t / A = 100000000 / 600000 \\ &= 166,67 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Penampang Komposit

Menentukan lebar efektif sayap balok :

Dalam mencari lebar efektif (b_{eff}), digunakan beberapa perumusan yang terdapat dalam SNI 2847:2013 Pasal 8.12.2.

$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times L_x = \frac{1}{4} \times 21000 = 5250 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = b_w + 2(8t) = 600 + 2(8 \times 120) = 2520 \text{ mm}$$

$$b_{e3} = b_w + \frac{1}{2}(s) = 600 + \frac{1}{2} \times (7000) = 4100 \text{ mm}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang dipakai ialah 2520 mm.

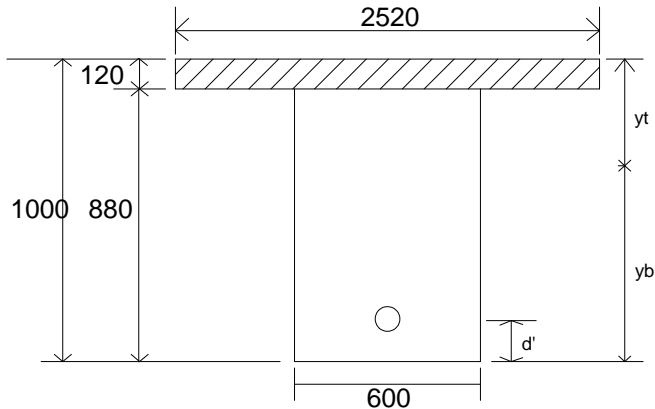
Sesuai SNI 2847-2013 Pasal. 8.5.1, maka nilai modulus elastisitas beton untuk masing – masing pelat dan balok adalah sebagai berikut :

$$E_c \text{ pelat} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{35} = 27805,57 \text{ MPa}$$

$$E_c \text{ balok} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{35} = 27805,57 \text{ MPa}$$

sehingga, b efektif setelah komposit :

$$b_{\text{eff}} = \frac{E_c \text{ balok}}{E_c \text{ pelat}} \times b_e = \frac{27805,57}{27805,57} \times 2520 = 2520 \text{ mm}$$



Gambar 4.42 Penampang Komposit Balok Pratekan

Dari hasil perhitungan manual, diperoleh nilai-nilai untuk :

$$A_{pelat} = 120 \times 2520 = 302400 \text{ mm}^2$$

$$A_{balok} = 600 \times 880 = 528000 \text{ mm}^2$$

$$A_{total} = 302400 + 528000 = 830400 \text{ mm}^2$$

$$y_t = \frac{[(302400 \times 60) + (528000 \times 560)]}{830400} = 377,92 \text{ mm}$$

$$y_b = 1000 - 377,92 = 622,08 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{1}{12} 60 \times 88^3 + (5280 \times 18,208^2) +$$

$$\frac{1}{12} 252 \times 12^3 + (3024 \times 31,292^2) = 8155201,408 \text{ cm}^4$$

$$W_t = \frac{I_c}{y_t} = \frac{8155201,408}{37,792} = 215791,74 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_c}{y_b} = \frac{8155201,408}{62,208} = 131095,70 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{131095,70}{8304} = 15,79 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{215791,74}{8304} = 25,99 \text{ cm}$$

Keterangan :

K_T = Kern Atas

K_B = Kern Bawah

B. Daerah Limit Kabel

Setelah didapat momen pada balok prategang, momen tersebut digunakan untuk mendesain gaya prategang awal yang

hendak direncanakan. Jika selisih momen pada tumpuan dengan momen lapangan kurang lebih 10% maka pemilihan momen maksimum boleh menggunakan momen negatif pada tumpuan. Nilai momen pada balok dapat dilihat bahwa selisih momen tumpuan dan lapangan lebih dari 10% sehingga diambil nilai momen tengah bentang untuk batasan desain pendahuluan.

Desain pendahuluan dilakukan untuk mengetahui batasan dari nilai gaya prategang yang hendak digunakan. Desain ini dihitung sesuai desain pendahuluan (*Lin and Burn 1996 subbab 6-1*). Analisa dilakukan pada dua kondisi, yaitu kondisi sesaat setelah penyaluran gaya prategang dan kondisi beban layan.

$$F_0 = \frac{MT}{0,65h} = \frac{1390,46}{0,65 \times 1} = 2139,17 \text{ kN} = 2139170 \text{ N}$$

$$\text{Diambil } F_0 = 3000000 \text{ N}$$

$$F_{eff} = 2400000 \text{ N (asumsi } 80\% F_0)$$

Daerah limit kabel selain dibatasi oleh kern pada balok juga dibatasi oleh nilai a_{min} dan a_{max} yang didapat dari perhitungan berikut:

$$a_{max} = \frac{M_T}{F_{eff}} = \frac{1390,46}{2400} = 0,58 \text{ m} = 58 \text{ cm}$$

$$d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + \left(\frac{1}{2} \varnothing_{lentur} \right)$$

$$= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + \left(\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm} \right) = 62,5 \text{ mm}$$

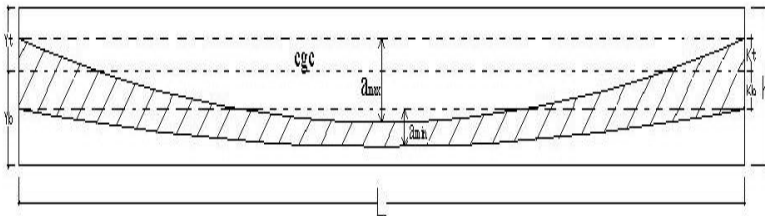
Syarat :

$$a_{max} \leq (y_b + k_t - d') = (62,208 + 15,79 - 6,25) = 55,78 \text{ cm}$$

$$58 < 71,75 \dots\dots\dots(\text{Oke})$$

$$a_{min} = \frac{M_D}{F_0} = \frac{1089,78}{3000} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

Nilai perhitungan analisa diatas dapat dilihat pada gambar dibawah ini mengenai batasan daerah dimana letak kabel dapat atau boleh ditempatkan



Gambar 4.43 Daerah Limit Kabel

Pemilihan letak tendon harus berada pada range daerah limit kabel sesuai gambar skema di atas, selain itu pemilihan letak tendon juga harus memperhatikan tebal *decking* yang disyaratkan oleh SNI yaitu minimal 4 cm sehingga untuk daerah lapangan:

$$a_{\max} - K_t < e_o \text{ lapangan} < K_b + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

dimana selisih syarat didapat dengan nilai:

$a_{\min} - (\text{syarat } a_{\min})$ dengan (syarat a_{\min}) sebesar $(y_b - K_b - d')$ agar terpenuhi syarat minimum decking sebesar 4 cm, jadi

$$\text{selisih syarat} : 36 - (62,208 - 25,99 - 6,25) = 6,032 \text{ cm}$$

sehingga,

$$a_{\max} - K_t < e_o \text{ lapangan} < K_b + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

$$58 - 15,79 < e_o \text{ lapangan} < 25,99 + 36 - (6,032)$$

$$42,21 \text{ cm} < 45 \text{ cm} < 55,96 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ tumpuan} < K_t = 15,79 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ lapangan} = 450 \text{ mm (terletak di bawah cgc)}$$

$$e_o \text{ tumpuan} = 100 \text{ mm (atas cgc)}$$

C. Kontrol Tegangan

Tegangan beton yang diijinkan:

Pada saat transfer di tengah bentang:

Tekan Ijin = -18,48 Mpa

Tarik Ijin = 1,39 Mpa

Pada saat tranfer di ujung bentang :

Tekan Ijin = -21,56 Mpa

Tarik Ijin = 2,77 Mpa

Pada saat beban layan :

Tekan Ijin = -21 Mpa

Tarik Ijin = 3.67 Mpa

1. Saat Transfer (sebelum komposit)

Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok sehingga momen yang digunakan adalah momen balok.

Tumpuan

- Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_D}{W_t}$$

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{3000000}{600000} + \frac{3000000 \times 100}{100000000} - \frac{1426340000}{100000000}$$

$$\sigma_{tk} = -21,56 \text{ MPa} \geq -16,26 \text{ MPa}..... (\text{Oke})$$

- Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{3000000}{600000} - \frac{3000000 \times 100}{100000000} + \frac{1426340000}{100000000}$$

$$\sigma_{tk} = 2,77 \text{ MPa} \geq 1,46 \text{ MPa}..... (\text{Oke})$$

Tengah bentang

- Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_D}{W_t}$$

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{3000000}{600000} + \frac{3000000 \times 450}{100000000} - \frac{1089780000}{100000000}$$

$$\sigma_{tk} = 1,39 \text{ MPa} \geq -5,76 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$

- Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{3000000}{600000} - \frac{3000000 \times 450}{100000000} + \frac{1089780000}{100000000}$$

$$\sigma_{tk} = -18,48 \text{ MPa} \geq -4,23 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$

2. Saat Beban Layan (setelah komposit)

Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok, pelat, beban mati tambahan serta beban hidup. Sehingga momen yang digunakan adalah momen total dari semua beban.

Tumpuan

- Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{Total}}{W_t}$$

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{2400000}{830400} + \frac{2400000 \times 100}{215791740} - \frac{4869710000}{215791740}$$

$$\sigma_{tk} = -21 \text{ MPa} \geq -20,34 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$

- Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{2400000}{830400} - \frac{2400000 \times 100}{215791740} + \frac{4869710000}{215791740}$$

$$\sigma_{tk} = 3,67 \text{ MPa} \geq -18,56 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$

Tengah bentang

- Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{Total}}{W_t}$$

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{2400000}{830400} + \frac{2400000 \times 450}{215791740} - \frac{3710830000}{215791740}$$

$$\sigma_{tk} = 3,67 \text{ MPa} \geq -9,30 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$

- Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{2400000}{830400} - \frac{2400000 \times 450}{215791740} + \frac{3710830000}{215791740}$$

$$\sigma_{tk} = -21 \text{ MPa} \geq -15,08 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$

4.5.5. Penentuan Strand dan Tendon yang Digunakan

Dari gaya prategang yang telah ditentukan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah kabel *strand* dan tendon dapat dilakukan. Penggunaan kabel strand untuk sistem prategang diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 18.5 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan tarik pada saat penarikan (*jacking*) tidak boleh melebihi 0,94 *fpy* atau 0,80 *fpu* serta untuk baja prategang pasca tarik pada saat setelah transfer gaya tidak boleh melebihi 0,70 *fpu*.

Data kabel strand yang direncanakan sebagai baja prategang diperoleh dari tabel VSL (tabel terlampir) dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Strand : ASTM A 416-06 Grade 270

Diameter : 12.7 mm

Luas Penampang : 100,1 mm²

Kuat Tarik (f_{pu}) : 1860 Mpa

Kuat Leleh (f_{py}) : 1675 Mpa

Tegangan ijin baja prategang

$0,94 f_{py} = 0,94 \times 1675 = 1574.5 \text{ Mpa}$

$0,80 f_{pu} = 0,80 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa}$

$0,70 f_{pu} = 0,70 \times 1860 = 1302 \text{ Mpa}$

Diambil nilai terkecil, yaitu 1302 Mpa.

Dengan nilai tegangan ijin baja prategang serta gaya prategang yang didapat, maka dapat ditentukan jumlah kabel strand yang dibutuhkan.

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{st}} = \frac{3000000}{1302} = 2304,15 \text{ mm}^2$$

Jumlah Strand :

$$n = \frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{2304,15}{100,1} = 23,02 = 24 \text{ buah}$$

Dari data kabel *strand* yang diperoleh maka direncanakan balok prategang menggunakan 1 buah tendon. Adapun spesifikasi tendon sesuai dengan tabel VSL adalah sebagai berikut :

Tipe Tendon : Tendon Unit 5-27

Jumlah Strand : 24 buah

Minimum Breaking Load : 4420 kN

Luas tendon yang digunakan : $100,1 \text{ mm}^2 \times 24 \text{ buah}$
: 2368,8 mm²

Kontrol tegangan tendon terpasang

$$\frac{F}{A_p} < 0,70 f_{pu} \rightarrow \frac{3000000}{2368,8} < 0,70 \times 1860$$

1266,46 MPa < 1320 MPa (OK)

4.5.6. Kehilangan Gaya Pratekan

Kehilangan gaya pratekan adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat *stressing*. Dimana kehilangan gaya prategang yang terjadi sesuai dengan tahapan-tahapan kondisi beban kerja. Kehilangan gaya prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan Langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

A. Kehilangan akibat perpendekan elastis beton

Akibat gaya *jacking* yang terjadi pada tendon prategang maka beton akan mengalami perpendekan elastis (karena tekanan gaya tekan), struktur balok akan memendek dan kabel juga ikut mengalami perpendekan yang menyebabkan berkurangnya gaya prategang awal. Namun pada metode pasca tarik dengan satu tendon saja kehilangan akibat elastisitas beton sangatlah kecil dan cenderung diabaikan. Sehingga kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak perlu diperhitungkan. Maka,

$$\Delta f_{pES} = 0$$

B. Kehilangan akibat gesekan

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Pada saat tendon ditarik dengan gaya F_0 diujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak panjang bentang. Kehilangan prategang akibat gesekan (*wobble effect*) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$\Delta f_{pF} = f_1 - f_2 = f_1(1 - e^{-(\mu\alpha + KL)})$$

Dimana

Δf_{pF} = gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat gesekan

L = panjang balok prategang 21 meter

α = sudut kelengkungan tendon

$$= 8e/L = 8 \times 0,45/21 = 0,171 \text{ rad}$$

μ = koefisien kelengkungan 0,15

K = koefisien woble 0,0016/m

Sehingga nilai Δf_{pF} adalah sebagai berikut :

$$f_1 = \frac{P_i}{A_{ps}} = \frac{3000000}{2368,8} = 1266,46 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pF} = 1266,46 \times \left(1 - e^{-((0,15 \times 0,171) + (0,0016 \times 21))}\right)$$

$$\Delta f_{pF} = 72,858 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan adalah :

$$\% = \frac{72,858}{1266,46} \times 100 = 5,75 \%$$

C. Kehilangan akibat pengangkuran

Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang teralihkan ke angkur. Pada metode pascatarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya *jacking* dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir.

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur diasumsikan sebesar 2,5 mm (Lin dan Burns 2000).

$$\Delta a = 2,5 \text{ mm}$$

$$L = 21 \text{ m} = 21000 \text{ mm}$$

Maka,

$$\Delta f_{pA} = \frac{2,5}{21000} \times 200000 = 23,81 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat pengangkurian adalah :

$$\% = \frac{23,81}{1266,46} \times 100 = 1,88 \%$$

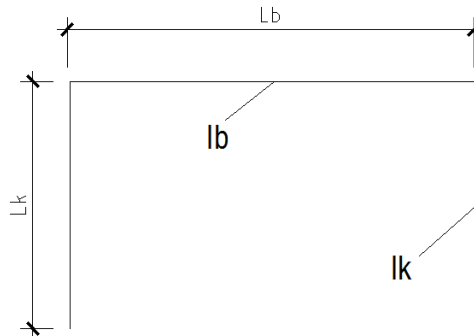
D. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan *jacking* beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya *jacking* yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya *jacking*. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari *jacking* yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya prategang akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

- Perhitungan distribusi momen akibat beban perpendekan elastis



Gambar 4.44 Portal Dengan Balok Prategang

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{l_k \times I_b}{l_b \times I_k}$$

Dimana :

l_k = tinggi kolom (3100 mm)

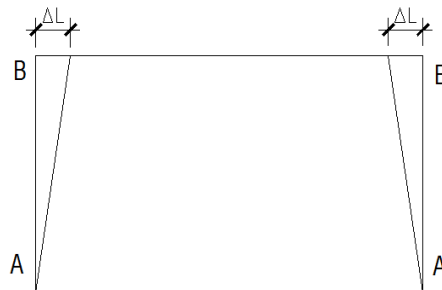
l_b = bentang balok prategang (21000 mm)

I_b = momen inersia dari balok (81552014080 mm⁴)

I_k = momen inersia dari kolom (34133330000 mm⁴)

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{3100 \times 81552014080}{21000 \times 34133330000} = 0,353$$

- Perhitungan momen akibat perpendekan kolom



Gambar 4.45 Perpendekan Kolom

$\varepsilon_{BB} = \Delta l / l$ yang diakibatkan perpindahan, susut dan rangkai.

$$M_A = \frac{3 \times (k+1)}{k \times (k+2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB} =$$

$$\frac{3 \times (0,353+1)}{0,353 \times (0,353+2)} \times \frac{27805,57 \times 81552014080}{3100} \times 7,5 \times 10^{-4}$$

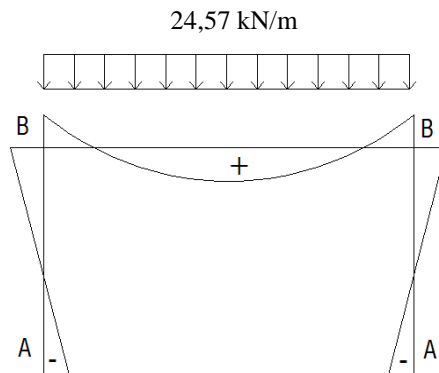
$$= 2680948564 \text{ Nmm} = 2680,95 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{3}{(k+2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB}$$

$$= \frac{3}{(0,353+2)} \times \frac{27805,57 \times 81552014080}{3100} \times 7,5 \times 10^{-4}$$

$$= 699464037,9 \text{ Nmm} = 699,46 \text{ kNm}$$

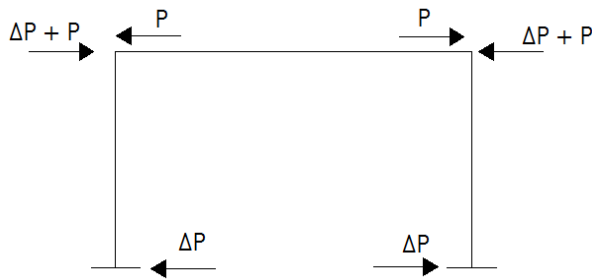
- Perhitungan distribusi momen akibat beban merata



Gambar 4.46 Momen yang Bekerja Akibat Beban Merata

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{1}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{1}{(0,353+2)} \times \frac{24,57 \times 21000^2}{12} \\
 &= 383743093,9 \text{ Nmm} = 383,74 \text{ kNm} \\
 M_B &= \frac{-2}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{-2}{(0,353+2)} \times \frac{24,57 \times 21000^2}{12} \\
 &= -767486187,8 \text{ Nmm} = -767,49 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan distribusi momen akibat eksentrisitas



Gambar 4.47 Keseimbangan Gaya Prategang dengan Reaksi Perletakan

$$M_p = F_o \times e$$

$$M_p = 3000 \times 0,45 = 1350 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{1}{(k+2)} \times M_p = \frac{1}{(0,353+2)} \times 1350 \\
 &= 573,74 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= -2 \times M_A = -2 \times 573,74 \\
 &= -1147,48 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan kehilangan prategang total akibat kekangan kolom

➤ Akibat perpendekan kolom

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{2680,95 - 699,46}{21} = 94,36 \text{ kN}$$

➤ Akibat beban merata

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{383,74 - (-767,49)}{21} = 54,82 \text{ kN}$$

➤ Akibat eksentrisitas

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{573,74 - (-1147,48)}{21} = 81,96 \text{ kN}$$

Total $\Delta P = 231,14 \text{ kN}$

$$\Delta f_{pR} = \frac{231140}{2368,8} = 97,57 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat kekangan kolom adalah :

$$\% = \frac{9,76}{1266,46} \times 100 = 0,77 \%$$

Total Kehilangan akibat proses kehilangan langsung :

$$\begin{aligned} \Delta f_H &= \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR} \\ &= 0 \text{ MPa} + 72,858 \text{ MPa} + 23,82 \text{ MPa} + 97,57 \text{ MPa} \\ &= 194,248 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2. Kehilangan tidak langsung

Kehilangan tidak langsung adalah hilangnya gaya awal prategang yang terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

A. Kehilangan akibat rakak beton (*Creep of Concrete*)

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Bagian dari regangan tekan awal disebabkan

pada beton segera setelah peralihan gaya prategang dikurangi oleh regangan tarik yang dihasilkan dari beban mati permanen (Lin & Burns, 2000). Besarnya nilai rangkai beton dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$\Delta f_{pCr} = K_{CR} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{csd})$$

Dimana :

K_{CR} = 1,60 untuk komponen struktur pascatarik

E_s = modulus elastisitas tendon pratekan = 200000 Mpa

E_s = modulus elastisitas beton prategang

$$= 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 27805,57 \text{ MPa}$$

$$\frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27805,57} = 7,19$$

f_{cir} = tegangan di beton pada level pusat berat baja segera setelah transfer, didapat nilai f_{cir}

$$\begin{aligned} &= \frac{F}{A} + \frac{F \times e^2}{I_c} - \frac{M \times e}{I_c} \\ &= \frac{3000000}{830400} + \frac{3000000 \times 450^2}{81552014080} - \frac{1426340000 \times 450}{81552014080} \\ &= 3,19 \text{ MPa} \end{aligned}$$

f_{csd} = tegangan di beton pada level pusat berat baja akibat semua beban mati tambahan yang bekerja setelah prategang diberikan, didapat nilai f_{csd}

$$= \frac{M_{tambahan} \times e}{I_c} = \frac{1612250000 \times 450}{81552014080} = 8,9 \text{ MPa}$$

Sehingga besarnya kehilangan prategang akibat rangkai beton adalah sebesar

$$\begin{aligned} \Delta f_{pCr} &= 1,6 \times 7,19 \times (3,19 - 8,9) \\ &= 65,69 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai adalah :

$$\% = \frac{65,69}{1266,46} \times 100 = 5,19 \%$$

B. Kehilangan akibat susut beton

Susut pada beton dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti rangkai, perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaban relatif dan waktu dari akhir perawatan sampai dengan bekerjanya gaya prategang (*Lin & Burns, 2000*). Besarnya nilai susut beton dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left(1 - 0,0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH)$$

Dimana :

K_{SH} = koefisien jangka waktu setelah perawatan sampai penerapan prategang (diambil masa 7 hari) = 0,77

$\frac{V}{S}$ = perbandingan volume terhadap luas permukaan balok

$$= \frac{Luas}{Keliling} = \frac{8304}{704} = 11,8 \text{ cm}$$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

RH = kelembaban relatif = 80

Sehingga besarnya kehilangan prategang akibat susut beton adalah sebesar :

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} \times 0,77 \times 200000 \times (1 - 0,0236 \times 11,8) \times (100 - 80)$$

$$\Delta f_{pSH} = 18,22 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat kekangan susut beton adalah :

$$\% = \frac{18,22}{1266,46} \times 100 = 1,44 \%$$

C. Kehilangan akibat relaksasi baja

Besarnya pengaruh pengurangan gaya prategang akibat relaksasi baja dipengaruhi pada lamanya waktu dan perbandingan antara tegangan yang terjadi sebelum kehilangan langsung dengan tegangan putus baja prategang, f_{pi} / f_{pu} . Besarnya nilai relaksasi

baja dapat dihitung dengan perumusan yang digunakan oleh komisi PCI sebagai berikut :

$$\Delta f_{RE} = [K_{re} - J \times (SH + CR + ES)] \times C$$

Dimana :

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (stand stress-relieved 1860)}$$

$$J = 0,15$$

Nilai C adalah perbandingan f_{pi} / f_{pu} didapat

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1266,46}{1860} = 0,68 \text{ didapat nilai } C = 0,89$$

Maka,

$$\begin{aligned} \Delta f_{RE} &= [138 - 0,15 \times (18,22 + 65,69 + 0)] \times 0,89 \\ &= 111,62 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja beton adalah :

$$\% = \frac{111,62}{1266,46} \times 100 = 8,81 \%$$

Jadi total kehilangan gaya prategang adalah :

$$\Delta f_{TOTAL} = 0 + 5,75\% + 1,88\% + 0,77\% + 5,19\% + 1,44\% + 8,81\%$$

$$\Delta f_{TOTAL} = 23,84 \%$$

Sehingga besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebesar berikut :

$$F = \frac{100 - 23,84}{100} \times 3000000 = 2284800 \text{ N}$$

Kontrol gaya prategang setelah kehilangan prategang dari hasil perhitungan, $F = 2284800 \text{ N}$:

Tumpuan

- Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M}{W_t}$$

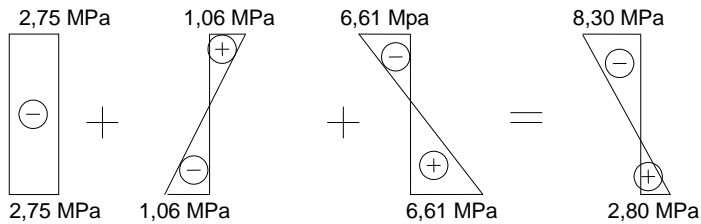
$$\sigma_{tk} \geq -\frac{2284800}{830400} + \frac{2284800 \times 100}{215791740} - \frac{1426340000}{215791740}$$

$$\sigma_{tk} = -21 \text{ MPa} \geq -8,30 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$

- Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{2284800}{830400} - \frac{2284800 \times 100}{215791740} + \frac{1426340000}{215791740}$$

$$\sigma_{tk} = 3,67 \text{ MPa} \geq 2,80 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$



Gambar 4.48 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Tumpuan

Tengah bentang

- Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M}{W_t}$$

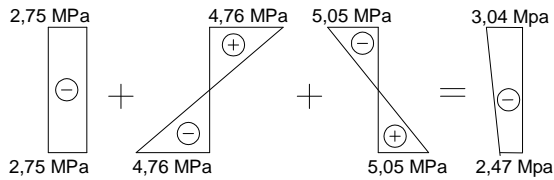
$$\sigma_{tk} \geq -\frac{2284800}{830400} + \frac{2284800 \times 450}{215791740} - \frac{1089780000}{215791740}$$

$$\sigma_{tk} = 3,67 \text{ MPa} \geq -3,037 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$

- Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{2284800}{830400} - \frac{2284800 \times 450}{215791740} + \frac{1089780000}{215791740}$$

$$\sigma_{tk} = -21 \text{ MPa} \geq -2,47 \text{ MPa} \dots (\text{Oke})$$



Gambar 4.49 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Lapangan

4.5.7. Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non-prategang dan prategang harus cukup untuk dapat menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak $f_r = 0,62\sqrt{f_c'}$, sehingga didapat $\phi Mu \geq 1,2 M_{cr}$ dengan nilai $\phi = 0,9$.

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak retak rambut pertama pada balok prategang dihitung dengan teori elastis dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tarik pada serat beton mencapai modulus keruntuhannya. Harus diperhatikan pula bahwa modulus keruntuhan hanyalah merupakan ukuran permulaan retak rambut pertama seringkali tidak terlihat oleh mata telanjang. Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

Untuk serat bawah mengalami Tarik (pada daerah lapangan) maka :

$$M_{cr} = \left(\frac{F_e}{A} \times \frac{I}{y_b} \right) + \left(\frac{F_e \times e \times y_b}{I} \times \frac{I}{y_b} \right) - \left(f_r \times \frac{I}{y_b} \right)$$

$$M_{cr} = \left(\frac{F_e}{A} \times w_b \right) + (F_e \times e) - (f_r \times W_b)$$

Dimana :

F_e : Gaya prayekan efektif = 2284800 N

f_r : Modulus keruntuhan

$$: 0,62\sqrt{f_c'} = 0,62\sqrt{35} = 3,67 \text{ MPa}$$

Sehingga nilai momen retak adalah :

$$M_{cr} = \left(\frac{2284800}{830400} \times 131095700 \right) + (2284800 \times 450) - (3,67 \times 131095700)$$

$$M_{cr} = 907741400,7 \text{ Nmm} = 907,74 \text{ kNm}$$

Mu = dari hasil momen ETABS sebesar 2284,90 kNm

Kontrol momen retak :

$$\phi Mu \geq 1,2 M_{cr}$$

$$0,9 \times 2284,90 \geq 1,2 \times 907,74$$

$$2056,41 \text{ kNm} \geq 1089,29 \text{ kNm} \quad (\text{memenuhi})$$

4.5.8. Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan. Lendutan ijin pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat seperti pada SNI 2847-2013 pasal 9.5.4 yaitu lendutan untuk konstruksi yang menahan atau yang disatukan oleh komponen non struktural sebesar :

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{21000}{480} = 43,75 \text{ mm}$$

A. Lendutan Saat *Jacking*

Pada saat awal transfer gaya prategang nilai lendutan yang terjadi adalah sebagai berikut:

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke arah atas. Sedangkan syarat ijin lendutan mengarah ke bawah, sehingga lendutan akibat tendon dapat melawan lendutan kebawah yang diakibatkan oleh beban dan berat sendiri.

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{w \times l^4}{E_C \times I}$$

dengan nilai w sebesar

$$w = \frac{8 \times F_o \times e}{l^2} = \frac{8 \times 3000000 \times 450}{21000^2} = 24,49 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{24,49 \times 21000^4}{27805,57 \times 81552014080} = 27,35 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat beban sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah:

$$\Delta l_{qO} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_C \times I}$$

$$\Delta l_{qO} = \frac{5}{384} \times \frac{14,40 \times 21000^4}{27805,57 \times 81552014080} = 16,08 \text{ mm } (\downarrow)$$

Total lendutan pada saat awal transfer gaya prategang sebesar (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan):

$$\Delta l = \Delta l_{PO} + \Delta l_{qO} = -27,35 + 16,08 = -11,27 \text{ mm } (\uparrow)$$

Cek Lendutan :

$$\Delta l < \Delta l_{ijin} = 11,27 \text{ mm} < 43,75 \text{ mm (OK)}$$

B. Lendutan Saat Beban Layan

Saat beban bekerja sepenuhnya bekerja gaya prategang yang terjadi berupa gaya prategang efektif setelah terjadi berbagai tahap dan macam kehilangan. Lendutan yang terjadi antara lain:

1. Lendutan akibat tekanan tendon

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{w \times l^4}{E_c \times I}$$

dengan nilai w sebesar

$$w = \frac{8 \times F_o \times e}{l^2} = \frac{8 \times 2284800 \times 450}{21000^2} = 18,65 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{18,65 \times 21000^4}{27805,57 \times 81552014080} = 20,83 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat beban total

$$\Delta l_{qO} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_c \times I}$$

$$\Delta l_{qO} = \frac{5}{384} \times \frac{37,92 \times 21000^4}{27805,57 \times 81552014080} = 42,35 \text{ mm } (\downarrow)$$

Total lendutan pada saat beban telah bekerja gaya prategang efektif (dengan mengasumsikan tanda $(-)$ adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan):

$$\Delta l = \Delta l_{PO} + \Delta l_{qO} = -20,83 + 42,35 = 21,52 \text{ mm } (\downarrow)$$

Cek Lendutan :

$$\Delta l < \Delta_{ijin} = 21,52 \text{ mm} < 43,75 \text{ mm (OK)}$$

4.5.9. Posisi Tendon

Bentuk lintasan tendon adalah parabola dan untuk mengetahui posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung, perhitungan ditinjau setengah bentang :

$$Y_i = \frac{4 \times f \times X_i \times (L - X_i)}{L^2}$$

Dimana :

Y_i : ordinat tendon yang ditinjau

X_i : absis tendon yang ditinjau

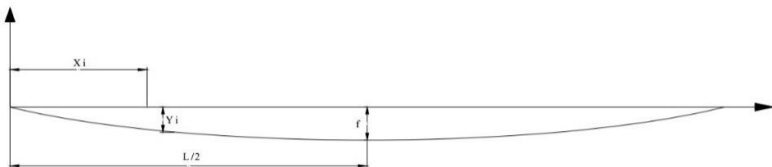
L : panjang bentang = 21000 mm

f : tinggi puncak parabola maksimum = 450 mm

Sehingga apabila posisi tendon dihitung jarak dari tepi serat bawah balok, :

Posisi tendon = Y_{bottom} - Y_i

Y_{bottom} = 622,08 mm



Gambar 4.50 Persamaan Parabola untuk Menentukan Posisi Tendon

Letak posisi tendon ditabelkan dalam tabel 4.17

Tabel 4.17 Letak Posisi Tendon

Jarak Tinjau X_i (mm)	Y_i (mm)	Letak tendon dari tepi bawah
0.00	0.00	622.08
1750	137.5	484.58
3500	250	372.08
5250	337.5	284.58
7000	400	222.08
8750	437.5	184.58
10500	450	172.08

4.5.10. Penulangan Lunak Tambahan

Penulangan tarik tambahan pada balok prategang terdiri dari tulangan yang memikul beban gempa (respon spektrum) arah Y dan arah X ditambah dengan tulangan yang dipasang untuk menanggulangi tegangan tarik berlebih pada serat atas tumpuan. Tulangan yang digunakan pada daerah tegangan tarik serat atas tumpuan dipasang sepanjang daerah sendi plastis sedangkan tulangan yang digunakan untuk memikul gempa dipasang sepanjang bentang.

Data Perencanaan :

Momen akibat gempa hasil perhitungan ETABS :

Momen akibat gempa pada daerah lapangan = 1653,78 kNm

Momen akibat gempa pada daerah tumpuan = 2218,68 kNm

Mutu baja tulangan : 400 MPa

Mutu beton prategang : 35 MPa

Diameter tulangan rencana : 22 mm

Diameter tulangan sengkang : 10 mm

Tebal selimut : 40 mm

d : $1000 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 22 = 936$ mm

Penulangan Lentur Akibat Gempa daerah Lapangan

Digunakan tulangan tarik 7 D22 ($A_s = 2659,58 \text{ mm}^2$)

Dimisalkan tulangan tekan leleh maka :

$$M_{n1} = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0,85 \times f'_c \times b} \right)$$

$$M_{n1} = 2659,58 \times 400 \times \left(936 - \frac{2659,58 \times 400}{2 \times 0,85 \times 35 \times 600} \right)$$

$$= 964045392,8 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{22186800 \text{ Nmm}}{0,9} = 24652000 \text{ Nmm}$$

Karena $M_{n1} > M_n$, diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa dengan tulangan tarik saja sehingga digunakan desain tulangan tekan 7 D22.

$$\text{Kontrol jarak tulangan} = \frac{600 - ((2 \times 40) + (2 \times 13) + (7 \times 22))}{7 - 1} =$$

56,67 mm

Jarak tulangan $S > S_{min} = 25 \text{ mm}$

Lebar balok memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris. Sehingga dipasang tulangan 7D22 ($A_s = 2659,58 \text{ mm}^2$) pada serat atas dan serat bawah.

Penulangan Lentur Akibat Gempa daerah Tumpuan

Besarnya penulangan tarik dalam SNI dikontrol pada saat melakukan kontrol momen nominal penampang balok prategang. Pada perencanaan ini penulangan diambil menggunakan rasio tulangan minimum $\rho = 0,0035$ sepanjang sendi plastis.

Sehingga didapat nilai A_s

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 600 \times 936 \\ &= 1965,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= A_{s \text{ perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= 1965,6 : (1/4 \times \pi \times 22^2) \\ &= 5,12 \approx 7 \text{ buah} \end{aligned}$$

Sehingga pada serat atas dan serat bawah daerah tumpuan dipasang tulangan 7D22 ($A_s = 2659,58 \text{ mm}^2$)

4.5.11. Kontrol Momen Nominal

Setelah ditentukan jumlah tulangan lunak terpasang untuk masing-masing tumpuan dan lapangan maka dilakukan pengecekan momen nominal balok terhadap momen ultimate dan batas layan yaitu momen retak. Desain balok prategang terhadap momen nominalnya harus memenuhi kontrol momen batas yang

disyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.7 tentang kekuatan lentur.

Data perhitungan momen nominal:

$$A_p : 2368,8 \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} : 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{py} : 1675 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{pu}}{f_{py}} = \frac{1860}{1675} = 1,11$$

$$b_{eff} : 600 \text{ mm}$$

$$d : 1000 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 22 = 936 \text{ mm}$$

Rumusan untuk menghitung momen nominal M_n , apabila tulangan tekan diabaikan :

$$M_n = T_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + T_p \times \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

Dimana :

$T_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$ adalah momen nominal yang dipikul tulangan tarik.

$T_p \times \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$ adalah momen nominal yang dipikul oleh kabel prategang.

Tegangan dalam baja prategang saat kuat lentur nominal sesuai pasal 18.7.2 untuk komponen struktur yang menggunakan tendon prategang dengan lekatan penuh

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times (\rho_{ps} \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')) \right)$$

Dimana :

d_p : jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan prategang

ρ_{ps} : rasio tulangan prategang terpasang

ω' : nilai dari $\frac{\rho \times f_y}{f_c}$ dengan ρ' adalah rasio tulangan tarik

$$: \frac{0,0035 \times 400}{35} = 0,04$$

ω : nilai dari $\frac{\rho \times f_y}{f_c}$ dengan ρ adalah rasio tulangan tekan

$$: \frac{0,0035 \times 400}{35} = 0,04$$

$$\beta_1 : 0,8$$

Momen Nominal Daerah Tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dimana tendon berada di daerah batas kern atas dengan eksentrisitas sebesar 10 cm dari *cgc*. Pada serat atas dan serat bawah dipasang 7D22 dengan $A_s = 2659,58 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} d_p &= e_{\text{Tumpuan}} + Y_b \\ &= 100 + 622,08 = 722,08 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2368,8}{600 \times 722,08} = 0,00547$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - \frac{0,28}{0,8} \times (0,00547 \times \frac{1860}{35} + \frac{936}{722,08} (0,04 - 0,04)) \right)$$

$$= 1670,76 \text{ MPa}$$

$$a_{ps} = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{2368,8 \times 1670,76}{0,85 \times 35 \times 2520} = 52,79 \text{ mm}$$

$$a_{lentur} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{2659,58 \times 400}{0,85 \times 35 \times 600} = 59,60 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.5 (a) nilai f_{pc} harus lebih kecil dari 3,5 MPa atau $f'c/10$

$$F_{pc} = \frac{F}{A_{total}} = \frac{2284800}{830400} = 2,75 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa} \text{ (memenuhi)}$$

$$2,75 \text{ MPa} < \frac{35}{10} = 3,5 \text{ MPa} \text{ (memenuhi)}$$

Sedangkan pada pasal 21.5.2.5 (c) baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis.

$$M_n = M_{nprategang} + M_{nlentur}$$

$$M_n = \frac{A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{ap}{2} \right)}{4} + A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = \frac{2368,8 \times 1670,76 \times \left(722,08 - \frac{52,79}{2} \right)}{4} + 2659,58 \times 400 \left(936 - \frac{59,60}{2} \right)$$

$$M_n = 1652372044 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1652372044 > 1,2 M_{cr}$$

$$= 1487134840 \text{ Nmm} > 1089290000 \text{ Nmm} \text{ (memenuhi)}$$

Momen Nominal Daerah Lapangan

Penampang pada daerah lapangan dimana tendon berada di daerah limit kabel dengan eksentrisitas sebesar 45 cm dari cgc. Pada serat atas dan serat bawah dipasang 7D22 dengan $A_s = 2659,58 \text{ mm}^2$

$$d_p = e_{Tumpuan} + Y_b$$

$$= 450 + 377,92 = 827,92 \text{ mm}$$

$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p}$ dimana A_{ps} adalah luas penampang baja prategang sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2368,8}{600 \times 827,92} = 0,00477$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - \frac{0,28}{0,8} \times (0,00477 \times \frac{1860}{35} + \frac{936}{827,92} (0,04 - 0,04)) \right)$$

$$= 1694,98 \text{ MPa}$$

$$a_{ps} = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{2368,8 \times 1694,98}{0,85 \times 35 \times 2520} = 53,56 \text{ mm}$$

$$a_{lentur} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{2659,58 \times 400}{0,85 \times 35 \times 600} = 59,60 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a_p}{2} \right) + A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2368,8 \times 1694,98 \times \left(827,92 - \frac{53,56}{2} \right) + 2659,58 \times 400 \times \left(936 - \frac{59,60}{2} \right)$$

$$M_n = 3216632077 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 3216632077 > 1,2 M_{cr}$$

$$= 2894968870 \text{ Nmm} > 1089290000 \text{ Nmm (memenuhi)}$$

4.5.12. Penulangan Geser

Penulangan geser pada balok prategang berfungsi untuk menanggulangi gaya geser akibat beban luar yang terjadi pada balok. Kemampuan menahan gaya geser ditentukan oleh kekuatan penampang badan dan tulangan geser terpasang. Retak yang terjadi akibat gaya geser adalah retak geser pada badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang. Besarnya gaya yang mengakibatkan retak geser badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang

dalam SNI 2847-2013 ps 11.3.3.1 dan 11.3.3.2 dengan syarat batas spasi sesuai pasal 11.4.5

Data dan Perencanaan

Gaya dalam didapat dari hasil perhitungan program

ETABS :

V_{ud}'	: 450860 N
V_{ui}'	: 506627 N
M_d tumpuan	: 1426340000 Nmm
M_d lapangan	: 1089780000 Nmm
M_{max} tumpuan	: 1831120000 Nmm
M_{max} lapangan	: 1390460000 Nmm

Dimana :

- V_d' : Gaya geser akibat beban mati (dead)
 V_i' : Gaya geser akibat beban hidup & beban mati total
 M_d : Momen akibat berat sendiri balok
 M_{max} : Momen akibat beban mati total dan beban hidup

Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser (V_{ci})

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cre}}{M_{max}}, \text{ dengan}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_T} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

2. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang (V_{cw})

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p$$

Dimana :

V_p : Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang

d : Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

$$= h - d' = 1000 - 64 = 936$$

f_{pc} : Tegangan tekan setelah kehilangan gaya prategang

$$= \frac{F_o}{A_c} = \frac{2284800}{830400} = 2,75 \text{ N/mm}^2$$

$$p' = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 2284800 \times 450}{21000^2} = 18,65 \text{ N/mm}^2$$

$$V_p' = \frac{L}{2} \times p' = \frac{21000}{2} \times 18,65 = 195825 \text{ N}$$

Daerah Tumpuan

Jarak x diambil sebesar $0,5 \times h_{kolom} = 0,5 \times 1000 \text{ mm} = 500 \text{ mm}$

- Perhitungan V_{ci}

$$V_d = \frac{0.5L - xt}{0.5L} V_d' = \frac{(0,5 \times 21000) - 500}{0,5 \times 21000} \times 450860$$

$$= 429390,48 \text{ N}$$

$$V_{ui} = \frac{0.5L - xt}{0.5L} V_{ui}' = \frac{(0,5 \times 21000) - 500}{0,5 \times 21000} \times 506627$$

$$= 482501,90 \text{ N}$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff} \times e_t}{W_b} = \frac{2284800}{830400} + \frac{2284800 \times 100}{131095700}$$

$$= 4,49 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_d}{W_b} = \frac{1426340000}{131095700} = 10,88 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cre} &= \left(\frac{I}{Y_T} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right) \\
 &= \left(\frac{81552014080}{377,92} \right) \left(\frac{\sqrt{35}}{2} + 4,49 - 10,88 \right) \\
 &= 740588640,7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{ci} &= \frac{\sqrt{35}}{20} \times 600 \times 936 + 429390,48 + \frac{482501,90 \times 740588640,7}{1831120000} \\
 &= 790659,827 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_{ci} \geq 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$790659,827 \text{ N} \geq 0,17 \times \sqrt{35} \times 600 \times 936 = 564819,97 \text{ N} \dots \text{ (oke)}$$

- Perhitungan V_{cw}

$$V_p = \frac{0,5L - x}{0,5L} V_p' = \frac{0,5(21000) - 500}{0,5 \times 21000} \times 195825 = 186500 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= 0,3(2,75 + \sqrt{35}) \times 600 \times 936 + 186500 \\
 &= 1646561,122 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.3.3 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara V_{ci} dengan V_{cw} . Karena nilai $V_{cw} > V_{ci}$ maka diambil V_{ci} sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah tumpuan.

Daerah Lapangan

Diperhitungkan pada muka kolom di luas daerah sendi plastis dengan jarak sebesar:

$$x = 2 \times 1000 = 2000 \text{ mm}$$

- Perhitungan V_{ci}

$$V_d = \frac{0,5L - xt}{0,5L} V_d' = \frac{(0,5 \times 21000) - 2000}{0,5 \times 21000} \times 450860$$

$$= 364981,90 \text{ N}$$

$$V_{ui} = \frac{0,5L - xt}{0,5L} V_{ui}' = \frac{(0,5 \times 21000) - 2000}{0,5 \times 21000} \times 506627$$

$$= 410126,6 \text{ N}$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff} \times e_t}{W_b} = \frac{2284800}{830400} + \frac{2284800 \times 450}{131095700}$$

$$= 10,59 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_d}{W_b} = \frac{1089780000}{131095700} = 8,31 \text{ MPa}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_T} \right) \left(\frac{\sqrt{fc}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$= \left(\frac{81552014080}{377,92} \right) \left(\frac{\sqrt{35}}{2} + 10,59 - 8,31 \right)$$

$$= 1130325738 \text{ Nmm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{35}}{20} \times 600 \times 936 + 364981,90 + \frac{410126,6 \times 1130325738}{1390460000}$$

$$= 864503,47 \text{ N}$$

$$V_{ci} \geq 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$864503,47 \text{ N} \geq 0,17 \times \sqrt{35} \times 600 \times 936 = 564819,97 \text{ N} \dots (\text{oke})$$

- Perhitungan V_{cw}

$$V_p = \frac{0,5L - x}{0,5L} V_p' = \frac{0,5(21000) - 2000}{0,5 \times 21000} \times 195825 = 158525 \text{ N}$$

$$V_{cw} = 0,3(2,75 + \sqrt{35}) \times 600 \times 936 + 158525$$

$$= 1618585,12 \text{ N}$$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.3.3 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara V_{ci} dengan V_{cw} . Karena nilai $V_{cw} > V_{ci}$ maka diambil V_{ci} sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah lapangan.

Perencanaan Tulangan Geser

$$V_g = V_d' + V_i' = 450860 + 506627 = 957487 \text{ N}$$

$$V_u = V_g + V_p' = 957487 + 195825 = 1153312 \text{ N}$$

$$\text{Dipasang sengkang 2 kaki D13, } A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

• **Daerah Tumpuan**

Jarak x sebesar 500 mm

$$V_u = \frac{0,5L - x}{0,5L} V_u = \frac{0,5(21000) - 500}{0,5 \times 21000} \times 1153312$$

$$= 1098392,381 \text{ N}$$

$$V_{ci} = 790659,827 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_{ci} = \frac{1098392,381}{0,75} - 790659,827 = 673863,34 \text{ N}$$

Jarak spasi tulangan :

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 936}{673863,34} = 88,49 \text{ mm}$$

→ digunakan $s = 75 \text{ mm}$

Sehingga pemasangan tulangan geser 2D13-75 ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$).

• **Daerah Lapangan**

Jarak x sebesar 2000 mm

$$V_u = \frac{0,5L - x}{0,5L} V_u = \frac{0,5(21000) - 2000}{0,5 \times 21000} \times 1153312$$

$$= 933633,52 \text{ N}$$

$$V_{ci} = 864503,47 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_{ci} = \frac{933633,52}{0,75} - 864503,47 = 380341,22 \text{ N}$$

Jarak spasi tulangan :

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 240 \times 936}{380341,22} = 156,79 \text{ mm}$$

→ digunakan $s = 150 \text{ mm}$

Sehingga pemasangan tulangan geser 2D13-150 ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$)

4.5.13. Pengangkuran Ujung

Zona angkur dapat didefinisikan sebagai *volume* beton dimana gaya prategang yang terpusat pada angker menyebar kearah transversal menjadi terdistribusi linier diseluruh tinggi penampang disepanjang bentang.

Penulangan pengekang diseluruh zona angkur harus sedemikian hingga mencegah pembelahan dan *bursting* yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perancangan daerah pengangkuran global menurut SNI 2847-2013 pasal. 18.13 mensyaratkan untuk mengalikan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2

$$F_o = 3000 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \times 3000 = 3600 \text{ kN}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \times \left(1 - \frac{a}{h}\right) \quad d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Keterangan :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Didapat nilai

$a = 315 \text{ mm}$ (angkur dengan strand 5-27, VSL table AS1311)

$e = 100 \text{ mm}$ (eksentrisitas pada tumpuan)

$h = 1000 \text{ mm}$

sehingga didapat nilai T_{pencar} sebagai berikut:

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 3600000 \times \left(1 - \frac{315}{1000}\right) = 616500 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e) = 0,5 \times (1000 - (2 \times 100)) = 400 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \left(\frac{T_{PENCAR}}{f_y}\right) = \left(\frac{616500}{400}\right) = 1541,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan Ø13 ($A_v = 265,5 \text{ mm}^2$) maka dibutuhkan tulangan sengkang sebanyak

$$n = \left(\frac{A_{vp}}{A_v}\right) = \left(\frac{1541,25}{265,5}\right) = 5,8 \approx 6 \text{ buah}$$

Dengan spasi antar sengkang di sepanjang daerah angkur adalah

$$s = \left(\frac{d_{PENCAR}}{n}\right) = \left(\frac{400}{6}\right) = 66,67 \text{ mm, diambil } 60 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang D13 - 60.

4.6. Perhitungan Pondasi

4.6.1. Desain Sloof

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

Data Perencanaan

- Gaya aksial kolom $= 8680,33 \text{ kN}$
- $P_u = 10\% \times 8680,33 \text{ kN} = 868,033 \text{ kN} = 868033 \text{ N}$
- Dimensi sloof $= 450 \times 650 \text{ mm}$
- Panjang sloof $= 7,5 \text{ m}$
- Mutu beton (f'_c) $= 35 \text{ MPa}$
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) $= 22 \text{ mm}$
 - o Mutu Baja (f_y) $= 400 \text{ MPa}$
 - o Elastisitas (E_s) $= 200000 \text{ MPa}$
- Selimut beton $= 50 \text{ mm}$

Tegangan ijin tarik beton :

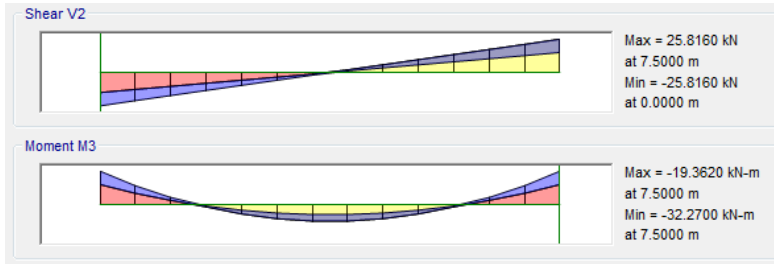
$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7 \times \sqrt{35} = 4,141 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{868033}{0,8 \times 450 \times 650} = 3,709 < f_{ijin} \dots\dots \text{Oke}$$

Penulangan Lentur Sloof

Dari hasil permodelan *ETABS* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada Sloof yang ditinjau adalah sebagai berikut :



Gambar 4.51 Output Momen Sloof

$$M_u = 32,27 \text{ kNm}$$

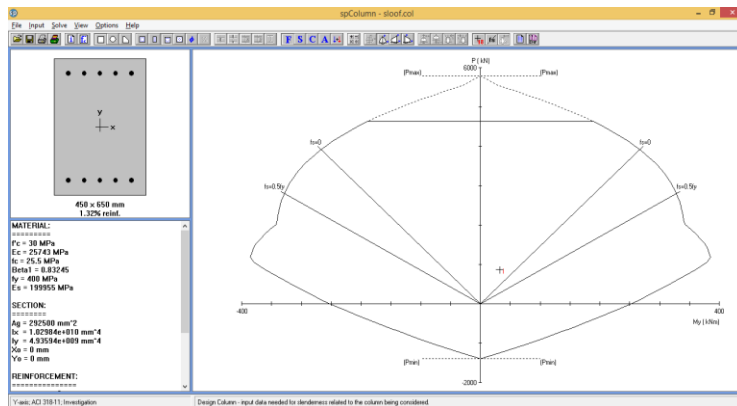
$$P_u = 868,033 \text{ kN}$$

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukkan data beban sebagai berikut :

Direncanakan menggunakan tulangan 10 D 22

$$(A_s = 3801,327 \text{ mm}^2)$$

Lalu dicek dengan diagram interaksi hasil program bantu seperti pada Gambar 4.52



Gambar 4.52 Diagram Interaksi Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar didapatkan rasio tulangan sebesar 1,01% (5 D 22) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{450 - 2 \times 50 - 2 \times 10 - 5 \times 22}{5 - 1} = 55 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 25,816 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 50 - 10 - 22/2 = 579 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{868033}{14 \times 292500} \right) \sqrt{30} \times 450 \times 579$$

$$= 294031,516 \text{ N} = 294,031 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 294,031 = 220,52 \text{ kN} \geq 25,816 \text{ kN} \text{ (Oke, Memenuhi)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 629/2 = 314,5 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi, dipasang sengkang $\varnothing 10-250 \text{ mm}$ di sepanjang sloof.

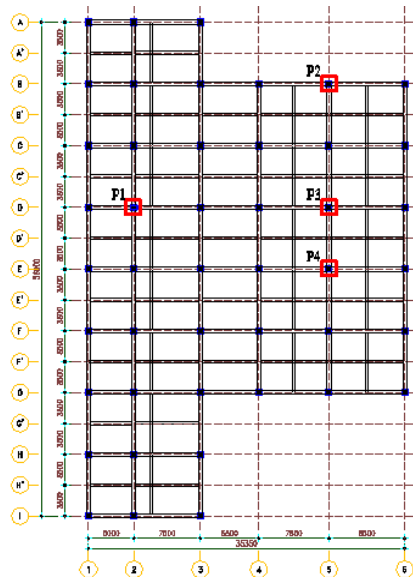
4.6.2. Desain Tiang Pancang

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

4.6.3. Perencanaan Pondasi Untuk Kolom

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah ditunjukkan pada Gambar 4.53



Gambar 4.53 Letak pondasi kolom yang ditinjau

4.6.3.1. Data Perencanaan

Desain tiang pancang yang akan di analisis:

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

- Diameter tiang pancang, d : 80 cm
- Thickness : 120 mm
- Kelas : A1
- Bending momen crack : 40 tm
- Bending momen ultimate : 60 tm
- Allowable axial : 415 ton
- Keliling tiang pancang(A_s) $= \pi \times d \times 10 = 25,12 \text{ m}$
- Luas tiang pancang (A_p) $= 1/4 \times \pi \times d^2$
 $= 1/4 \times \pi \times 80^2 = 5024 \text{ cm}^2$

Tabel 4.18 Brosur Tiang Pancang WIKI Beton

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION										
Concrete Compressive Strength $f'_c = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm ²)										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack *	Ultimate (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	30.00	60.00	236.50	163.27	6 - 20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A2	40.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 4 \text{ m}$$

$$B = 4 \text{ m}$$

$$t = 1,5 \text{ m}$$

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti berikut :

$$F_z = 6941,683 \text{ KN}$$

$$F_x = 79,359 \text{ KN}$$

$$F_y = 83,558 \text{ KN}$$

$$M_x = 185,607 \text{ KN}$$

$$M_y = 200,455 \text{ KN}$$

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 185,607 + (83,558 \times 1,5) = 310,944 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 200,455 + (79,359 \times 1,5) = 319,494 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer
 $4 \times 4 \times 1,5 \times 24 = 576 \text{ kN}$
 - Beban aksial kolom
 Beban tetap, $F_z = \underline{6941,683 \text{ kN}}$
- $$\Sigma P = 7517,683 \text{ kN}$$

4.6.3.2. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956). Dari data SPT dengan kedalaman 10 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.18.

Tabel 4.19 Data NSPT

Kedalaman (m)	N-SPT
0	
1	0
2	7
3	5
4	4
5	4
6	4
7	30
8	60
9	60
10	60

Berdasarkan Tabel 4.19 didapatkan nilai N-SPT didasar tiang, (N_p) pada kedalaman 7 m dan nilai rata-rata N sepanjang tiang (N_{av}) sebagaimana diperlihatkan pada analisis dibawah ini :
 $N_p = 30$

$$N_{av} = \frac{\sum spt}{7} = \frac{54}{7} = 7,71$$

N_{av} , diambil berdasarkan nilai $3 \leq N \leq 50$

Dengan menggunakan perumusan MEYERHOF (1956) didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5}$$

$$= 40 \times 0,5024 \times 30 + \frac{25,12 \times 7,71}{5} = 629,995 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3$$

$$= \frac{629,995}{3} = 206,99 \text{ Ton}$$

Qallowable bahan tiang diketahui 415 ton, dan nilai $\frac{1}{2}$ Qallowable bahan adalah 207,5 ton. Daya dukung tanah ijin didapat pada kedalaman 10 meter dengan Qijin tanah sebesar 206,99 ton (SF = 3).

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah maka diambil $P = 206,99 \text{ Ton}$.

4.6.3.3. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{\Sigma P}{PE_g}$$

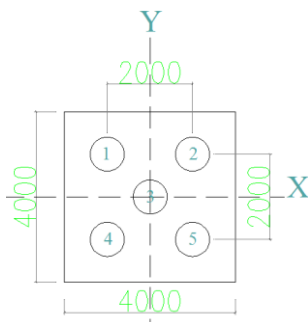
Dimana :

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

$$= 1 - 18,434 \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90.2.2} = 0,79 \approx 0,8$$

$$n = \frac{\Sigma P}{PE_g} = \frac{751,77}{206,99 \times 0,8} = 4,54 \approx 5 \text{ buah}$$

Maka direncanakan dengan 5 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.39



Gambar 4.54 Konfigurasi Tiang Pancang

Syarat jarak antar tiang pancang (s) :

$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 2,5D = 2,5 \times 0,8 = 2 \text{ m}$$

$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 2,5D = 2,5 \times 0,8 = 2 \text{ m}$$

4.6.3.4. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 8.1 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.20

Tabel 4.20 Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu(m)			
	X	X ²	Y	Y ²
P1	-1	1	1	1
P2	1	1	1	1
P3	0	0	0	0
P4	-1	1	-1	1
P5	1	1	-1	1
Σ		4		4

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo}y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo}x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{7517,683}{5} + \frac{310,944 \times 1}{4} + \frac{319,494 \times 1}{4} \\ &= 1640,781 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{7517,683}{5} - \frac{310,944 \times 1}{4} - \frac{319,494 \times 1}{4} \\ &= 1366,291 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 164,08 ton

Kontrol Kapasitas

$$P_{\max} \leq \bar{P}E_g$$

$$164,08 \text{ Ton} \leq 206,99 \times 0,8$$

$$164,08 \text{ Ton} \leq 165,592 \text{ Ton} \rightarrow (\text{Oke, Memenuhi})$$

Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

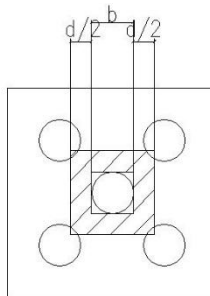
- Dimensi Kolom = 800 x 800 mm
- Dimensi Poer = 4000 x 4000 x 1000 mm
- Selimut Beton = 70 mm

- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, (f'_c) = 35 MPa
- Dimensi tiang pancang = 800 mm
- λ = 1 (Beton Normal)
- α_s = 40 (Kolom Tepi)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{800}{800} = 1$$

$$d = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917,5 \text{ mm}$$

Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Kolom



Gambar 4.55 Tinjauan Geser 2 arah terhadap kolom As B-5

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

b_o = Keliling penampang kritis

$$= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$$

$$= 2(800+917,5)+2(800+917,5) = 6870 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 6870 \times 917,5 = 19018,094 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 917,5}{6870} + 2 \right) \sqrt{35} \times 6870 \times 917,5$$

$$= 22724,443 \text{ kN}$$

$$\text{c. } V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{35} \times 6870 \times 917,5$$

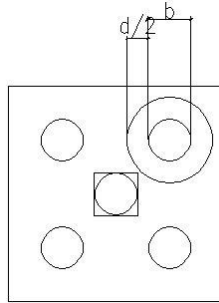
$$= 12305,826 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 12305,826 kN = 1230,58 Ton

$$V_c \geq P_u \text{ kolom}$$

$$1230,58 \text{ Ton} \geq 629,995 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

4.6.3.5. Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang



Gambar 4.56 Tinjauan Geser 2 arah terhadap tiang

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

b_o = Keliling penampang kritis

$$= \pi \times (D + (d/2) \times 2)$$

$$= \pi \times (800 + 917,5) = 5395,685 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 5395,685 \times 917,5 = 14936,78 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 917,5}{5395,685} + 2 \right) \sqrt{35} \times 5395,685 \times 917,5$$

$$= 21396,015 \text{ kN}$$

$$c. V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{35} \times 5395,685 \times 917,5$$

$$= 9664,973 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 9664,973 kN = 966,497 Ton

$$V_c \geq P_u \text{ tiang}$$

$$966,497 \text{ Ton} \geq 206,99 \text{ Ton} \rightarrow \text{Oke, Memenuhi}$$

4.6.3.6. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q . Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

Data Perencanaan :

- Dimensi Poer, $B \times L$ = 4000 x 4000 mm
- Tebal Poer, = 1000 mm
- Mutu Beton, (f_c') = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) = 25 mm
 - o Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
 - o Elastisitas (E_f) = 200000 MPa

- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer

$$d_x = 1000 - 70 - 25/2$$

$$= 917,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 70 - 25 - 25/2$$

$$= 892,5 \text{ mm}$$

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

Desain Penulangan Poer

$$\text{Berat Poer, } q_u = 4 \times 4 \times 1 \times 2,4 = 38,4 \text{ Ton/m}$$

$$P_t = 3P_{\max} = 3 \times 1640,781 = 4922,344 \text{ kN}$$

$$M_u = (P_t \times e) - \left(\frac{1}{2} q_u e^2 \right)$$

$$= (4922,344 \times 1.6) - \left(\frac{1}{2} \times 38,4 \times 2^2 \right)$$

$$= 7107,750 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{7107750000}{0,9 \times 4000 \times 917,5^2} = 2,35 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,35}{0,85 \times 35}} \right) = 0,006$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Syarat : $\rho_{\min} = \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0035 < 0,006$$

Maka, dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,006$

- Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As}_{\text{perlu}} &= \rho_{\min} \times 4000 \times dx \\ &= 0,006 \times 4000 \times 917,5 \\ &= 22020 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\emptyset 25\text{mm}$ (AD25= 490,625 mm²)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{4000 \times 490,625}{22020} = 89,12 \text{ mm}$$

Syarat: $s \leq 3h$ atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(750) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 2250 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai $s = 75 \text{ mm}$

$$\text{As}_{\text{pakai}} = \frac{4000 \times 490,625}{75} = 26166,667 \text{ mm}^2$$

Cek : $\text{As}_{\text{perlu}} < \text{As}_{\text{pakai}}$

$$: 22020 \text{ mm}^2 < 26166,667 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X = D25-75mm

Penulangan arah Y

$\phi = 0,9$ diasumsikan dahulu

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dy^2} = \frac{7107750000}{0,9 \times 4000 \times 892,5^2} = 2,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,62}{0,85 \times 35}} \right) = 0,006$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0035 < 0,006$$

Maka, dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,006$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{min}} \times 4000 \times d_y \\ &= 0,006 \times 4000 \times 892,5 \\ &= 21420 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan $\emptyset 25\text{mm}$ ($A_{D25} = 490,625 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{4000 \times 490,625}{21420} = 91,62 \text{ mm}$$

Syarat: $s \leq 3h$ atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)

$$s \leq 3(750) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 2250 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai $s = 75 \text{ mm}$

$$\text{As pakai} = \frac{4000 \times 490,625}{75} = 26166,67 \text{ mm}^2$$

Cek : $\text{As perlu} < \text{As pakai}$

$$: 21420 \text{ mm}^2 < 26166,67 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah Y = D25-75 mm

Untuk perencanaan pondasi tipe P2, P3 dan P4 ditampilkan dalam tabel sebagai berikut :

Tabel 4.21 Rekapitulasi Perhitungan Pondasi

Tipe Pondasi	P1	P2	P3	P4
Fz (kN)	6941.683	1655.585	814.3844	2413.2323
Fx (kN)	79.395	57.4155	58.6372	79.3592
Fy (kN)	83.558	83.5583	55.3524	46.7046
Mx (kN-m)	185.607	181.6074	151.6292	135.6625
My (kN-m)	200.455	157.4109	141.7057	200.4556
ø Tiang (cm)	80	50	50	50
Q ultimit (Ton)	629.9945	252.4465	252.4465	252.44658
Q ijin (SF=3)	206.99	84.14886	84.14886	84.14886
Q ijin Tiang (SF=2)	207.5	92.65	92.65	92.65
Jumlah Tiang	5	4	2	4
Dimensi Poer (m)	4x4x1	2x2x1	2x1x1	2x2x1
Penulangan Poer arah X	D25-75	D25-100	D25-100	D25-100
Penulangan Poer arah Y	D25-75	D25-100	D25-100	D25-100

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan modifikasi perencanaan gedung ini, ditarik kesimpulan diantaranya adalah sebagai berikut :

1. Perencanaan balok pratekan didasari oleh kebutuhan ruang pertemuan dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangai.
2. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur sekunder dan struktur utama yang didapatkan dari SNI 03-2847-2013, ditunjukkan sebagai berikut :

Struktur sekunder :

- Balok anak
 - BA 1 : 25/35 cm
 - BA 2 : 30/40 cm
 - BA 3 : 35/45 cm
- Balok lift : 40/60 cm
- Balok bordes : 20/30 cm
- Tebal pelat bordes : 15 cm
- Tebal pelat tangga : 23 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Tebal pelat atap : 12 cm

Struktur Utama

- Balok induk
 - BI 1 : 40/50 cm
 - BI 2 : 50/65 cm
 - BI 3 : 50/70 cm
- Kolom : 80/80 cm

- Balok pratekan : 60/100 cm
 - Tiang pancang : D80 dan D50
3. Beban-beban yang bekerja diambil berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 03-1727-2017.
 4. Balok pratekan dan kolom yang memikul balok pratekan dicor monolit.
 5. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.
 6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan gedung menggunakan analisa respon spectrum di daerah Kalimantan, sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012.
 7. Perencanaan detail gedung menggunakan peraturan SNI 03-2847-2013, dengan system gedung yang digunakan adalah system rangka pemikul momen menengah.
 8. Pondasi direncanakan sesuai ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui poer.
 9. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Gedung Golden Tulip Essensial Hotel dituangkan pada gambar teknik yang terdapat pada lampiran.

5.2. Saran

1. Perencanaan struktur balok prategang yang menggunakan metode pengecoran *cast in situ* yang terletak pada ketinggian perlu memikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaannya nanti dapat berjalan dengan baik dan sesuai .
2. Pada perencanaan pondasi, perlu diperhatikan dimensi ukuran pile cap yang didapatkan pada setiap titik kolom maupun dinding geser. Bila jarak antara masing-masing pile cap saling berdekatan, sebaiknya

direncanakan sebagai full slab agar memudahkan pengerjaan di lapangan.

3. Perlu memperhatikan hasil data tanah yang diperoleh dari lokasi pembangunan agar perencanaan pemilihan jenis pondasi, kedalaman serta jumlah yang dibutuhkan dapat sesuai dengan kapasitas daya dukung serta efisien dalam segi biaya.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

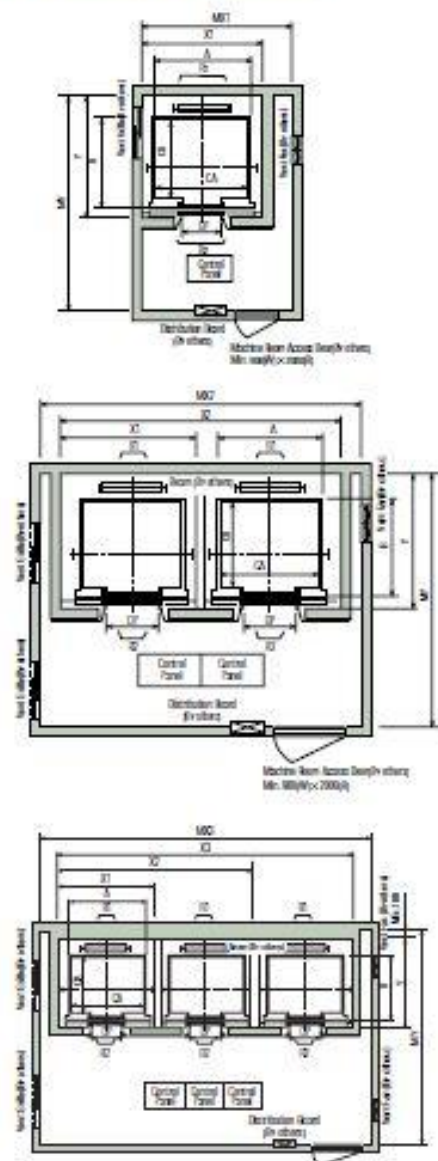
DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)*. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)*. Jakarta: BSNI.
- Budiadi, A. 2008, *Desain Praktis Beton Prategang*, Andi Offset Yogyakarta
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983*. Jakarta: PU.
- Lin, T.Y., dan Burns, N.H. 1993. *Desain Struktur Beton Prategang Jilid I Edisi III*: Erlangga.
- Nawy, Edward G. 2001. *Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga*. Jakarta: Erlangga.
- Pujianto. 2011. *Beton Mutu Tinggi dengan Admixture Superplastizer dan Aditif Silicafume*. Yogyakarta: Semesta Teknika.
- Sutarja, I Nyoman. 2006. *Pengaruh Rangkak, Susut, dan Relaksasi Baja terhadap Lendutan Balok Jembatan Komposit Beton Prategang*. Denpasar.
- Wikana, Iwan dan Yohanes Widayat. 2007. *Tinjauan Kuat Lentur Balok Bertulang Dengan Lapisan Mutu Beton yang Berbeda*. Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik UKRIM, Yogyakarta.
- Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh November, Surabaya.

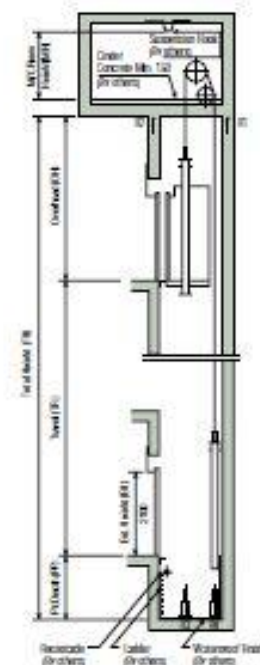
PASSENGER ELEVATORS

Gearless Elevators | 60-150m/min

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
				Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	
60	6	450	800	1400×850	1660×1005	1800	3700	5400	1430	2000	4000	4000	3200	3600	2000
	8	550	800	1600×1030	1660×1185	1800	3700	5400	1410	2000	4000	4000	3400	4050	2250
	9	600	800	1600×1130	1660×1285	1800	3700	5400	1710	2000	4000	4000	3500	4100	2650
	10	700	800	1600×1250	1660×1405	1800	3700	5400	1830	2000	4000	4000	3600	4200	2700
90	11	750	800	1600×1350	1660×1505	1800	3700	5400	1930	2000	4000	4000	3700	4550	2900
	13	900	900	1600×1350	1660×1505	2050	4200	4350	1960	2300	4600	4800	3750	5100	3750
105	15	1000	900	1600×1500	1660×1655	2050	4200	4350	2130	2300	4600	4800	3850	5650	4300
	17	1150	1000	1800×1500	1900×1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100
120			1100	2000×1350	2100×1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800		
			1000	1800×1700	1900×1870	2350	4800	7250	2080	2600	4900	7500	4200		
	20	1350	1100	2000×1500	2100×1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000	7800	6000
150				2000×1750	2100×1920	2550	5200	7850	2430	2900	5600	8300	4300		
	26	1600	1100	2150×1600	2250×1770	2700	5500	8300	2260	3000	5650	8700	4200	8500	6800

- Notes**
- Above hoistway dimensions are based on 10-storied buildings. For application to over 10-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (3000/15kg/person)
 - Above dimensions are applied in case the door is a standard. In case fire protection door is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.
 - In case of 120m/min and 150m/min, the dimension of X1 is X1 plus 100mm.

[Unit: mm]

Speed (m/min)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
60	4600	1500	2200
90	4800	1600	2400
105	5000	2100	2600
120	5000	2100	2600
150	5500	2400	2600

Note Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 30%.

MULTISTRAND POST-TENSIONING



STRAND PROPERTIES – TO AS1311

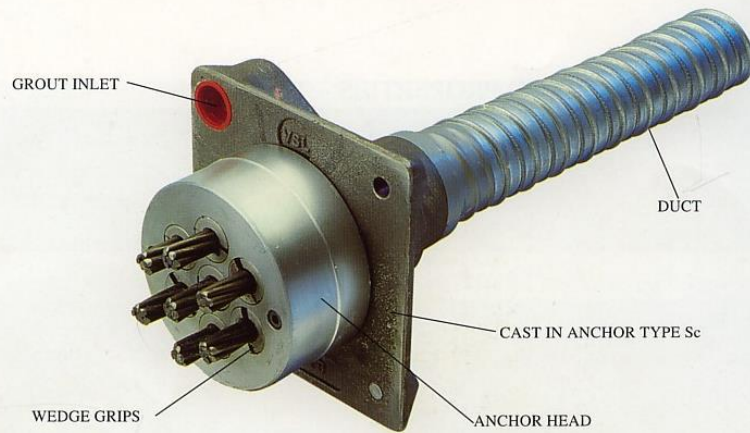
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x 10 ³

TENDON PROPERTIES

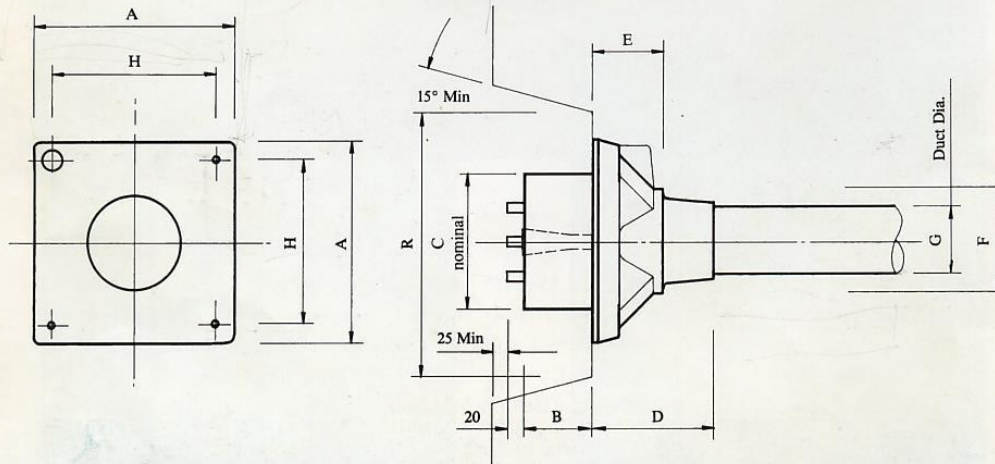
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
5-42	37	6810	115
	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
5-48	42	7730	118
	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
5-55	47	8650	127
	48	8830	127
	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
6-48	41	10250	135
	42	10500	135
	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
6-55	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = I. Dia. + 6mm nominal
 4. Corrugated polyethylene PT-Plus™ duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



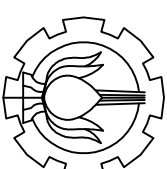
**VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END**



TENDON UNIT		Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750
	5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.
Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inem Winandati, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

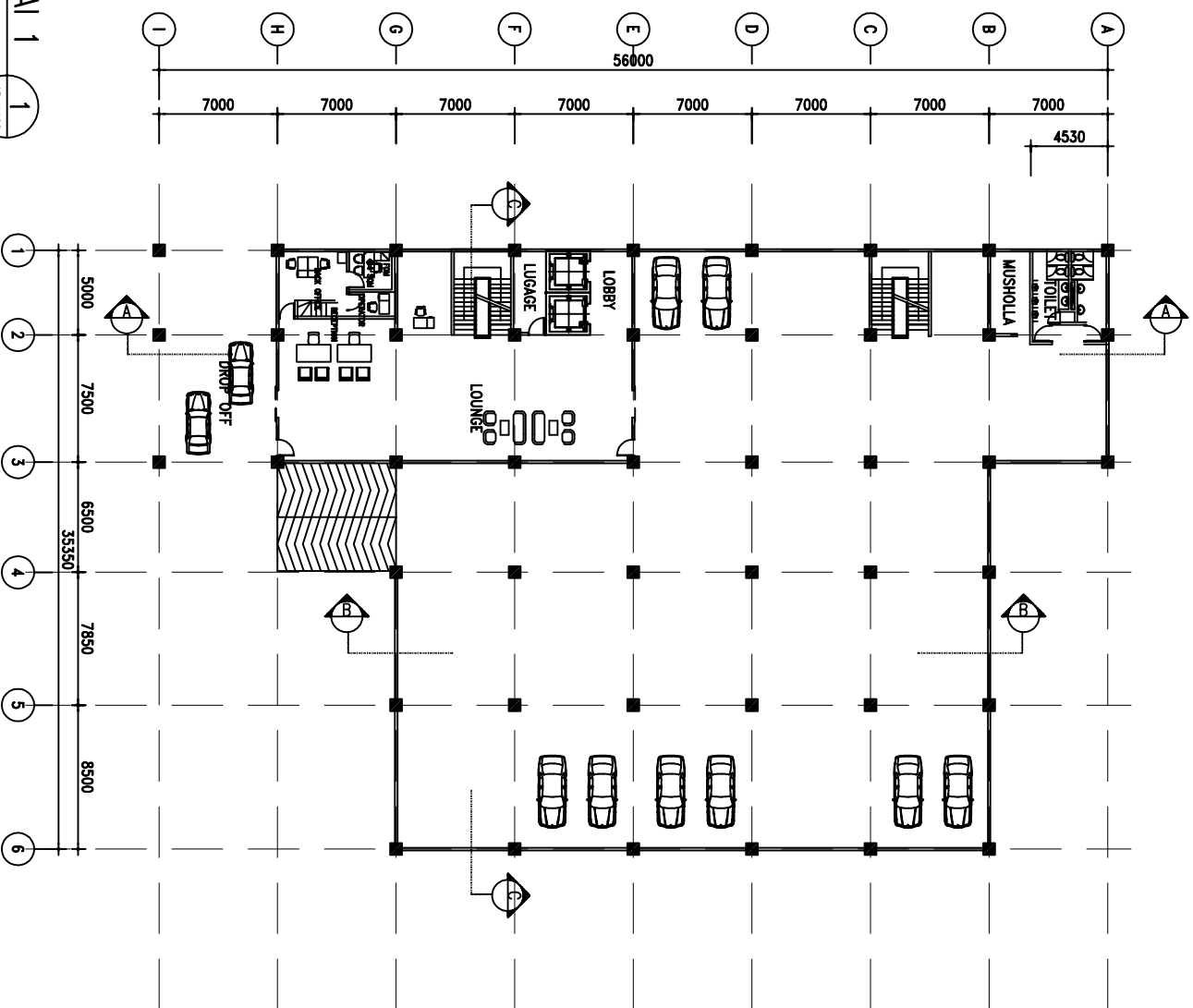
REVISI TANGGAL CATATAN

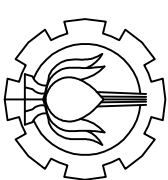
NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 1

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:500	1	34

DENAH LANTAI 1
SKALA 1 : 500
1
AR-1102





JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Windarti, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

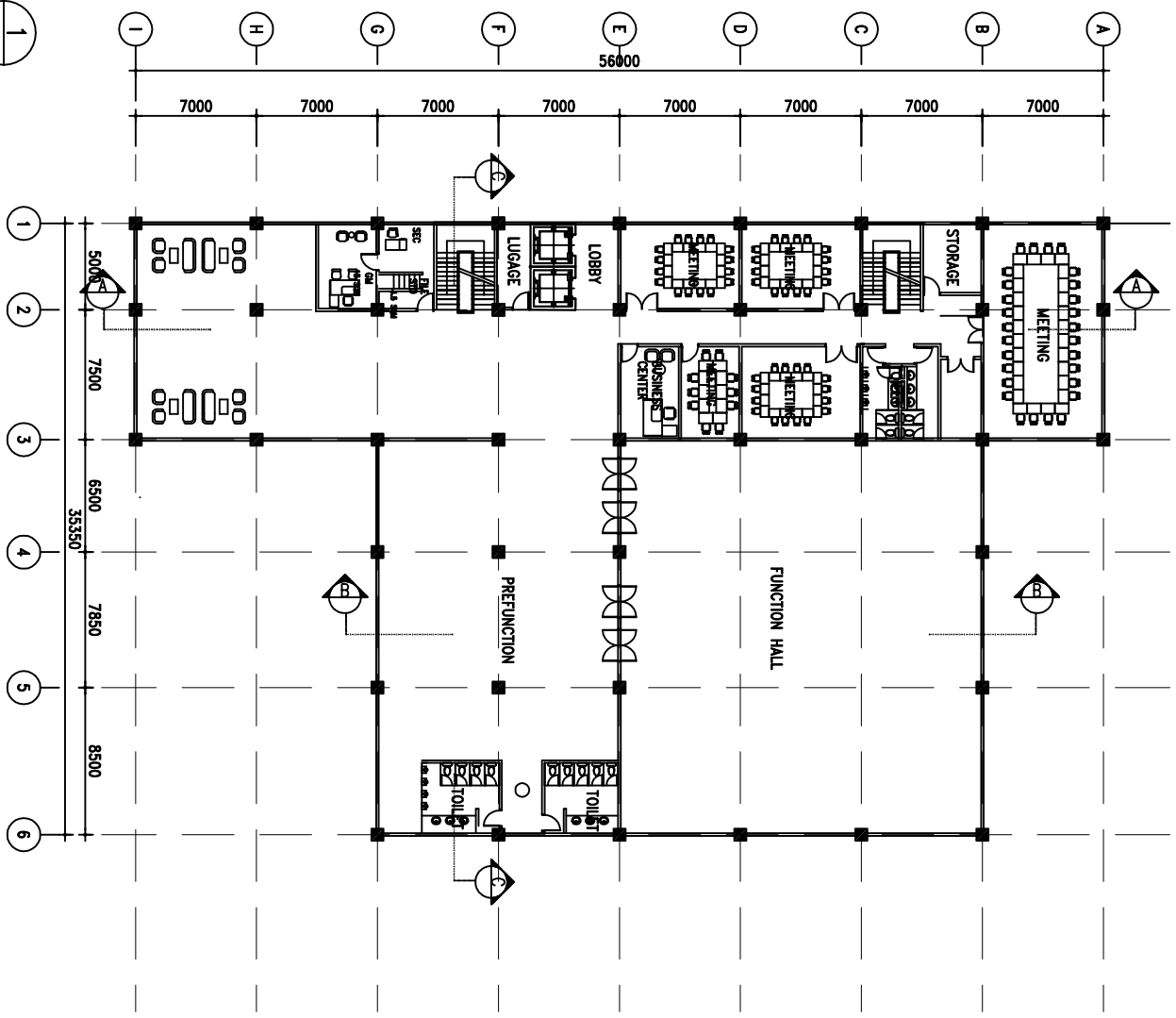
REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

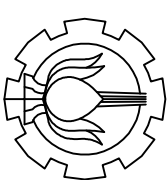
DENAH LANTAI 2

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

1:500	2	34
-------	---	----



DENAH LANTAI 2
SKALA 1 : 500
1
AR-1102



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winbadi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

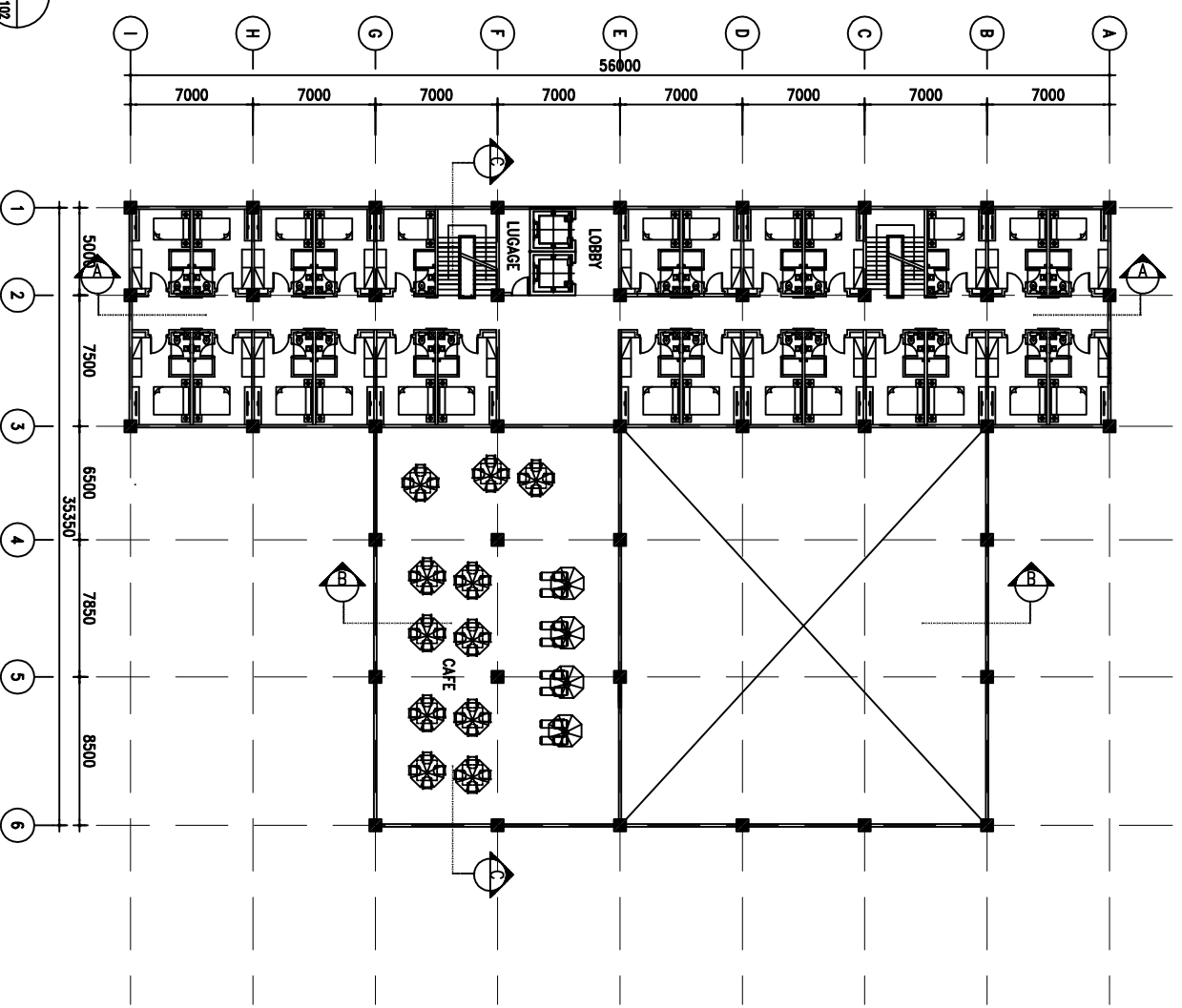
NAMA GAMBAR

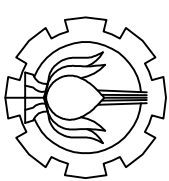
DENAH LANTAI 3

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

1:500	3	34
-------	---	----

DENAH LANTAI 3
SKALA 1 : 500
1
AR-1102





JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

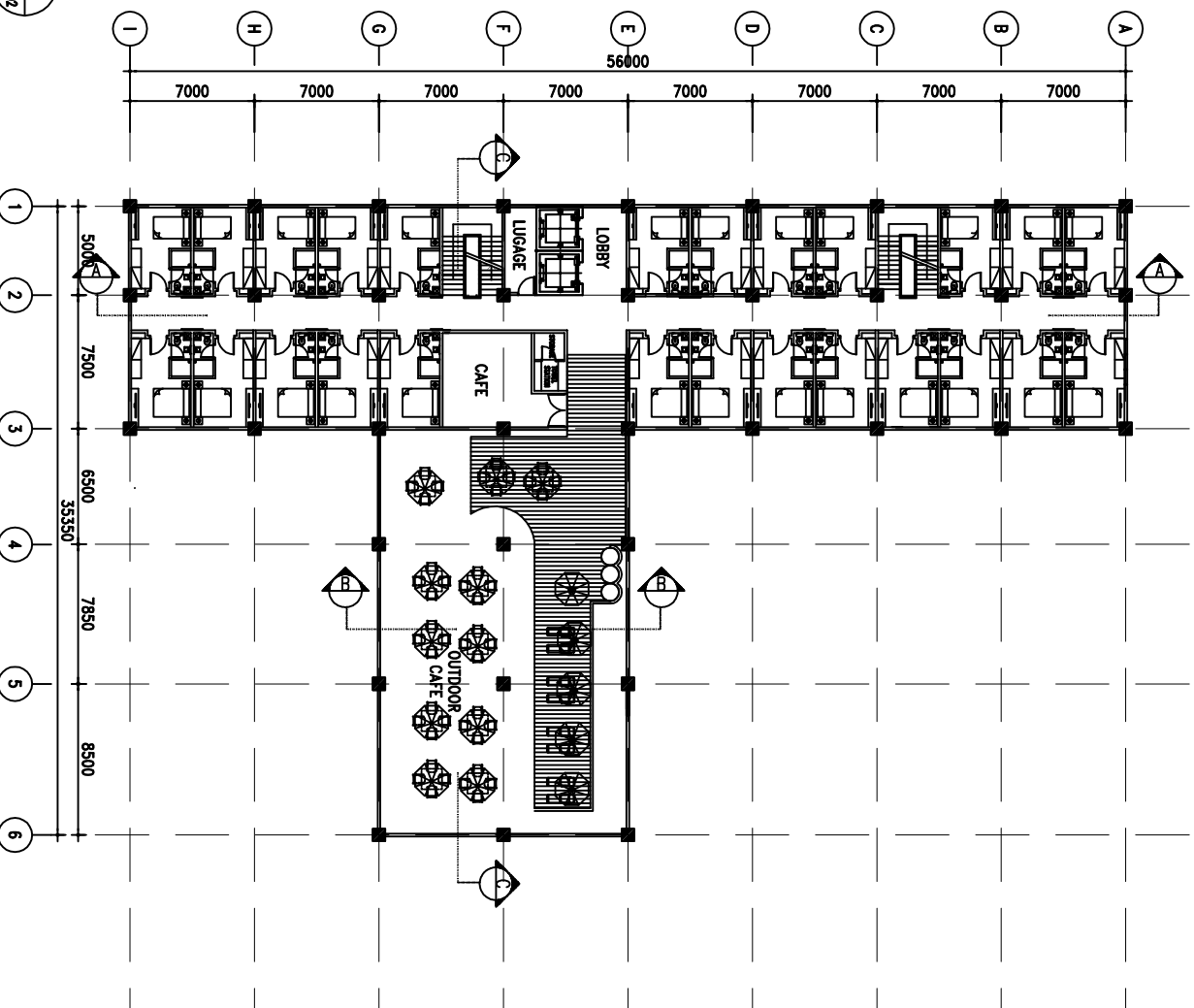
DENAH LANTAI 4

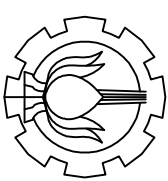
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:500	4	34

DENAH LANTAI 4

SKALA 1 : 500

1
AR-1102





JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN *POST TENSION*

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 5-12

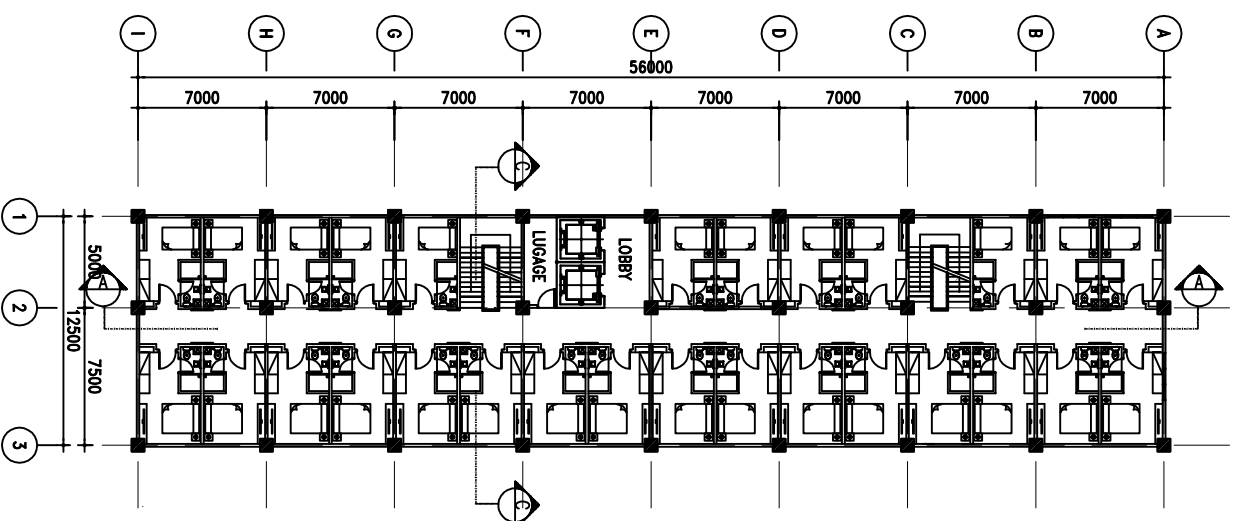
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

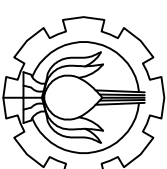
1:500	5	34
-------	---	----

DENAH LANTAI 5 - 12

SKALA 1 : 500

1
AP-1102





JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Winibedi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

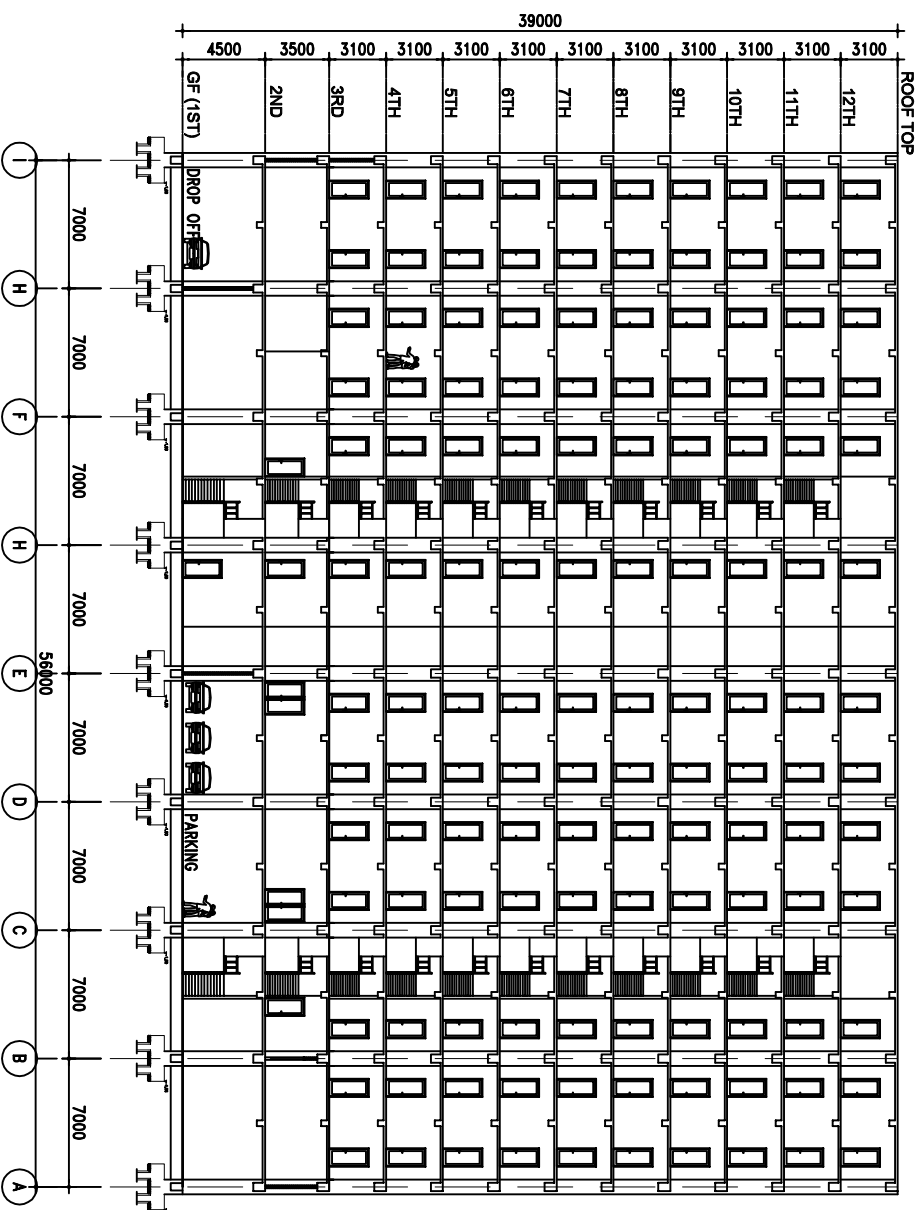
REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

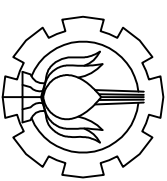
POTONGAN A-A

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	-----------------	------------------

1:500 6 34



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 500
2
SIR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

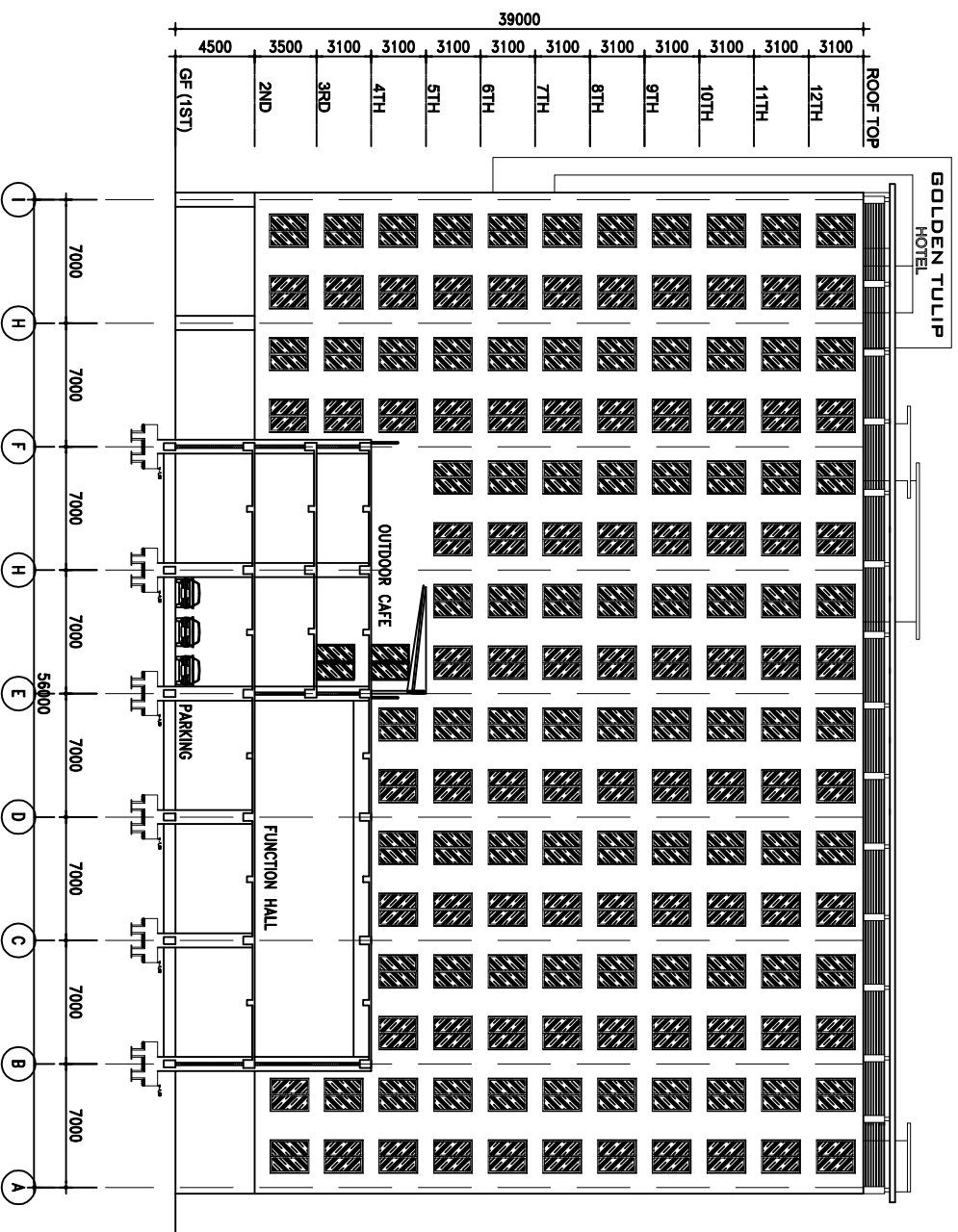
MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

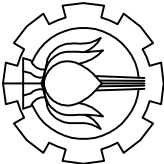
1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winbodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA		
UMAR NUR TAUFIQ 3114106059		
REVISI	TANGGAL	CATATAN
NAMA GAMBAR		
POTONGAN B-B		
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:500	7	34



POTONGAN B-B
2
SKALA 1 : 500
SIR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Winibedi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI TANGGAL CATATAN

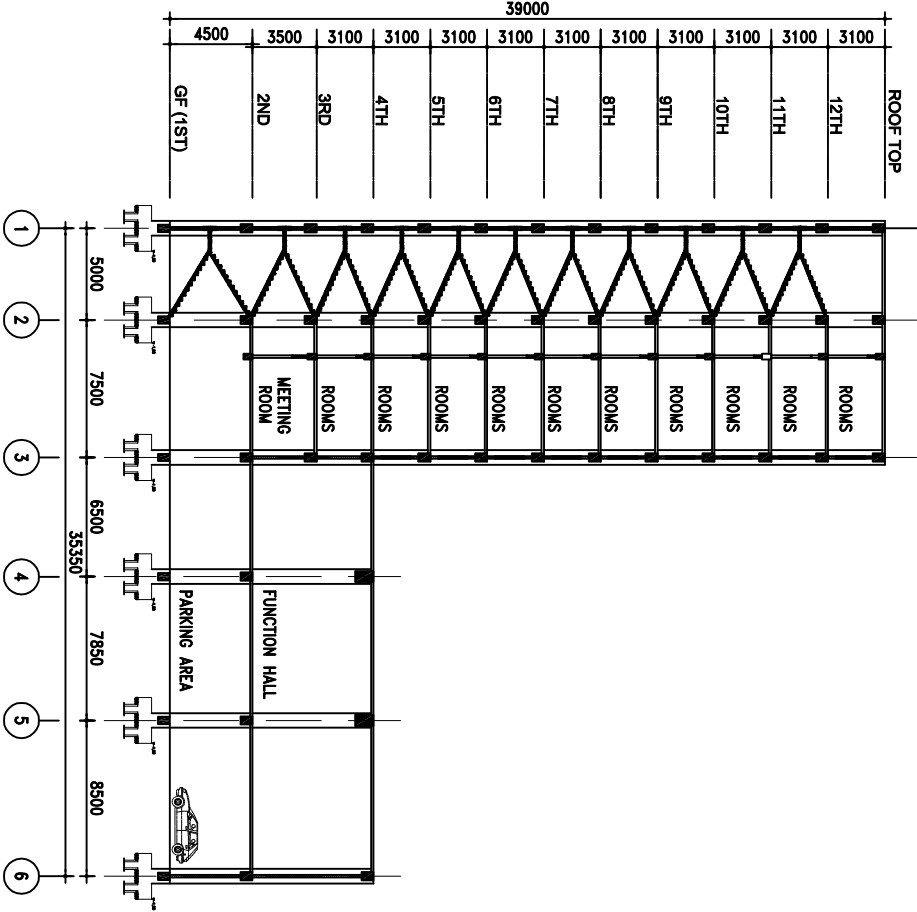
--	--	--

NAMA GAMBAR

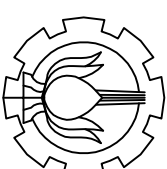
POTONGAN C-C

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

1:500 8 34



POTONGAN C-C 2
S K A L A 1 : 500 STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

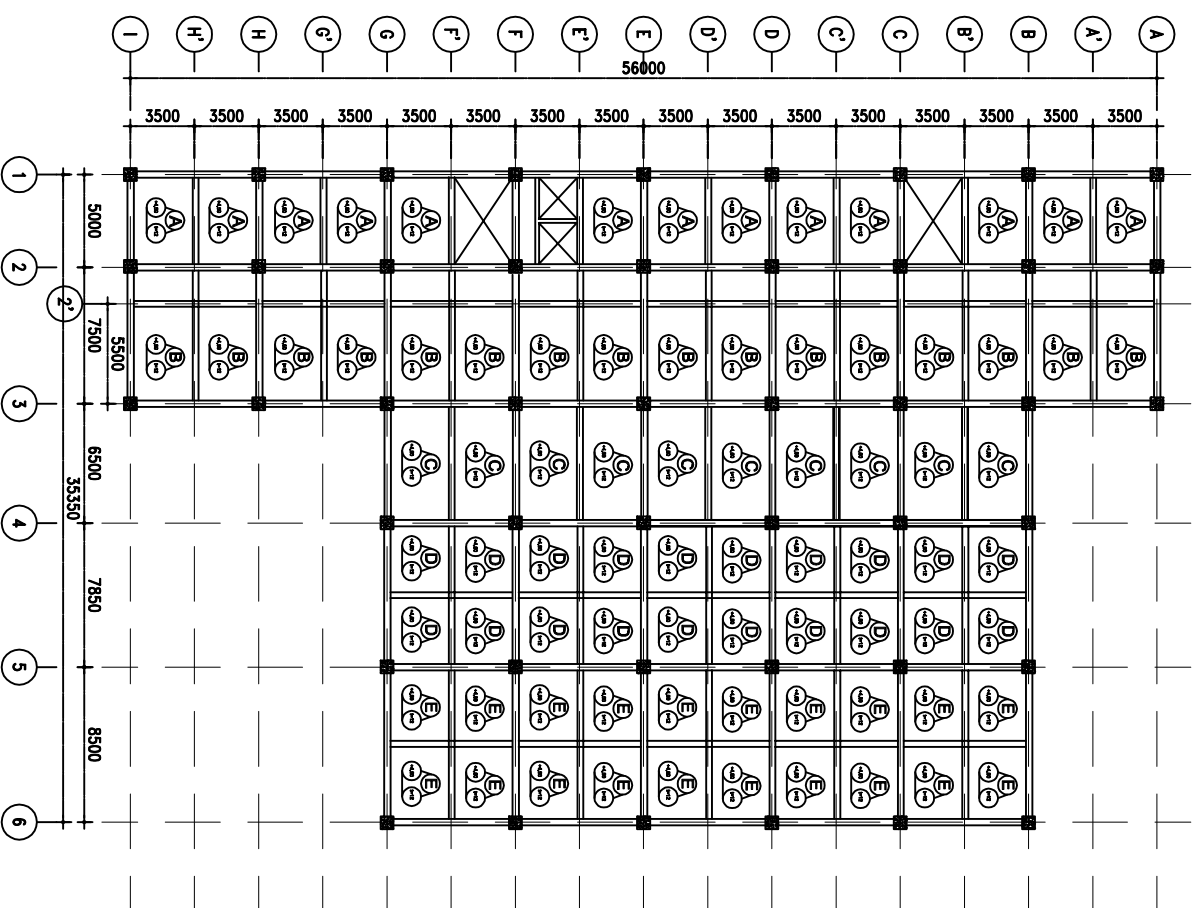
DENAH PELAT LANTAI 2

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

1:500

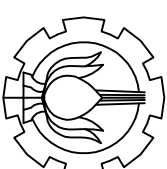
9

34



DENAH PELAT LANTAI 2
SKALA 1 : 500

2
STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

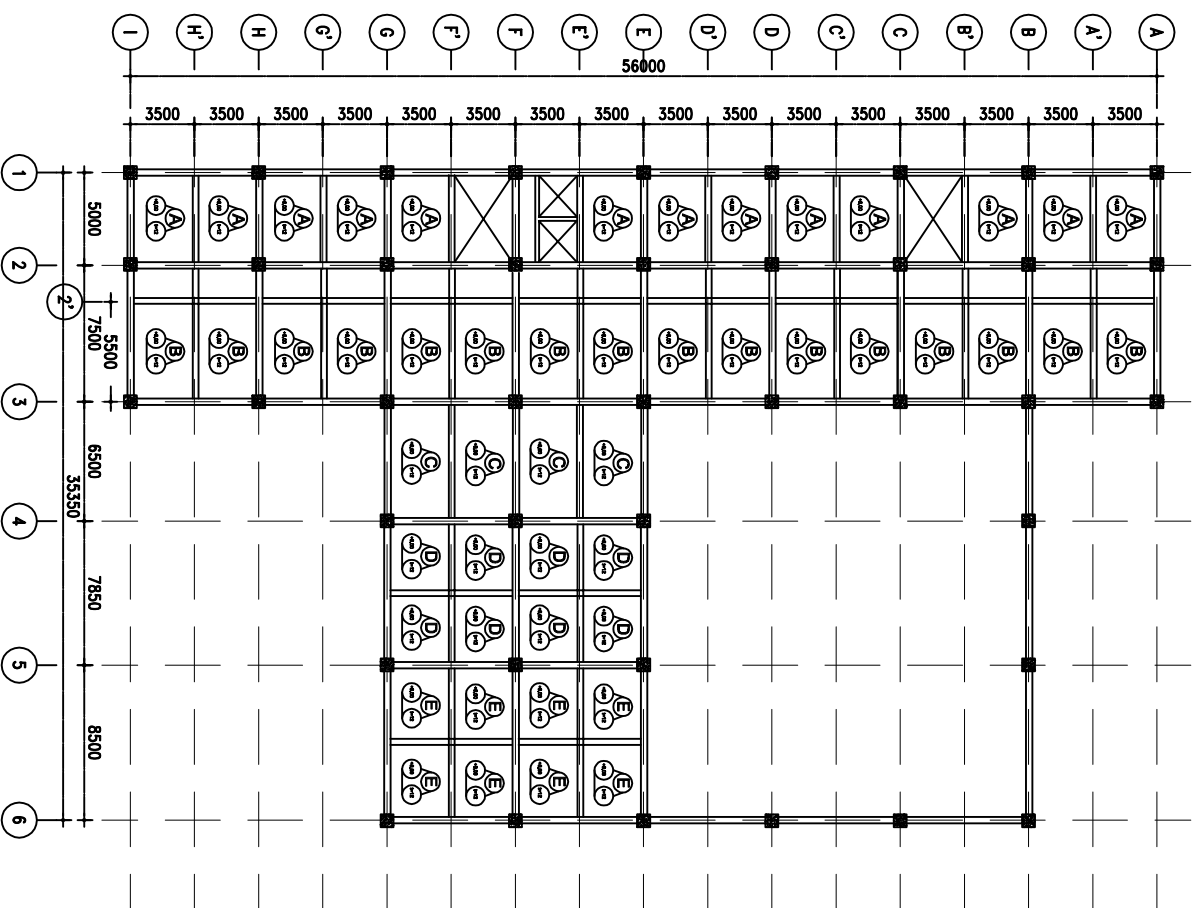
DENAH PELAT LANTAI 3

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

1:500

10

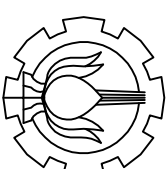
34



DENAH PELAT LANTAI 3
SKALA 1 : 500

2

STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

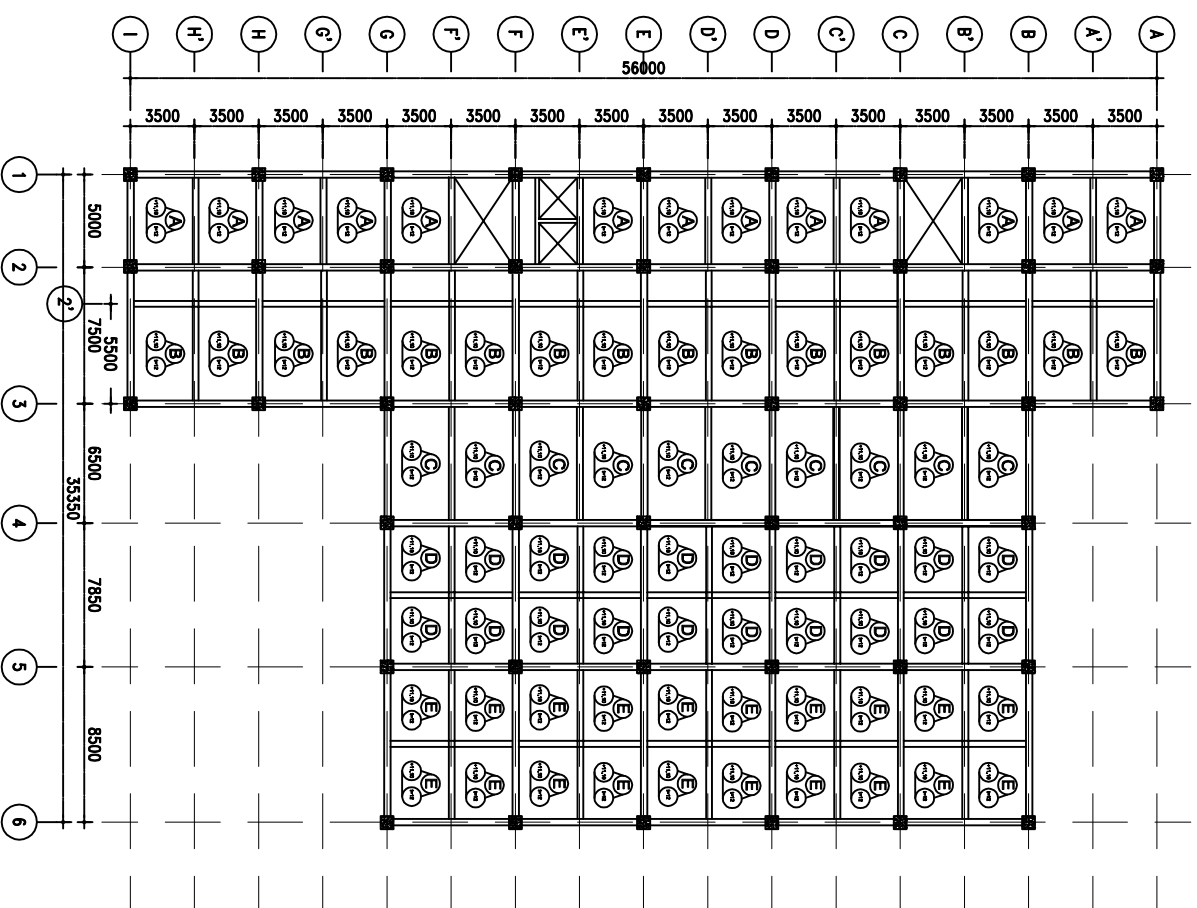
REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

DENAH PELAT LANTAI 4

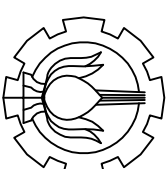
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

1:500	11	34
-------	----	----



DENAH PELAT LANTAI 4
SKALA 1 : 500

2 STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibedi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

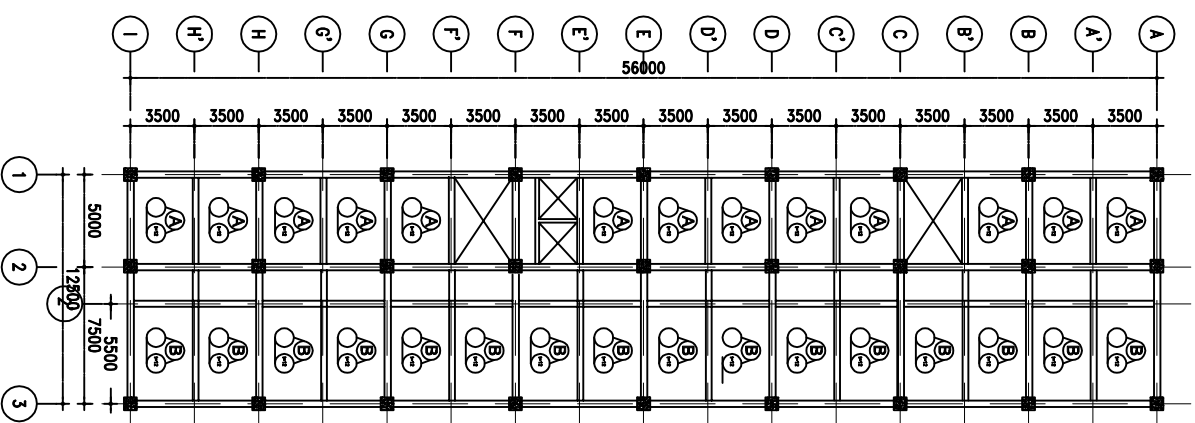
REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

DENAH PELAT
LANTAI 5-ATAP

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	-----------------	------------------

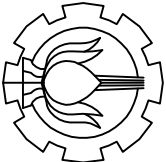
1:500	12	34
-------	----	----



DENAH PELAT LANTAI 5 – ATAP

SKALA 1 : 500

2 STR



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL: TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. Techn Pujio Aji, ST, MT
2. Ir. Imman Wimbadi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

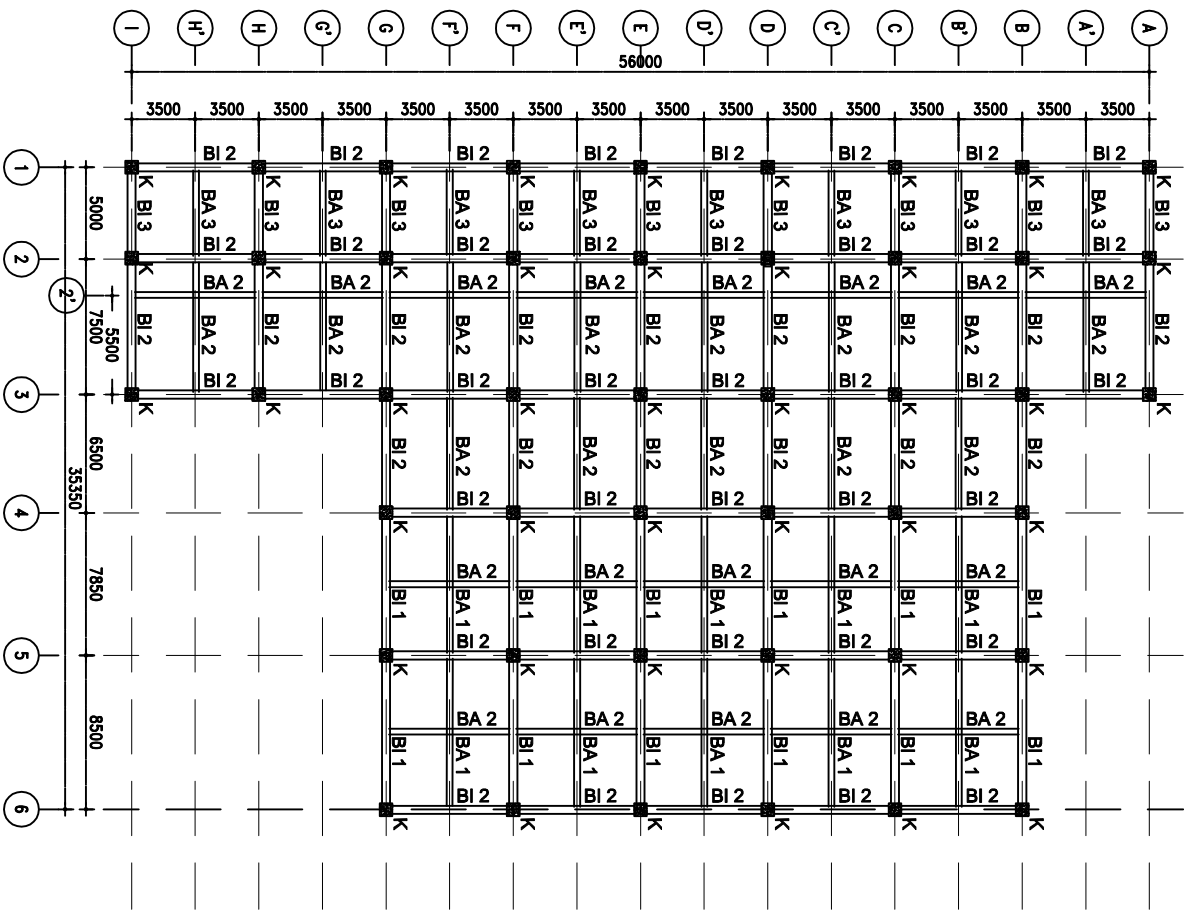
REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH BALOK INDUK, BALOK ANAK,
DAN KOLOM LANTAI 2

SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR

1:500 13 34

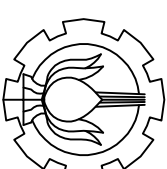


KETERANGAN :

NAMA	KETERANGAN	DIMENSI (CM)
K	KOLOM	80 X 80
BI 1	BALOK INDUK TIPE 1	50 X 70
BI 2	BALOK INDUK TIPE 2	50 X 65
BI 3	BALOK INDUK TIPE 3	40 X 50
BA 1	BALOK ANAK TIPE 1	35 X 45
BA 2	BALOK ANAK TIPE 2	30 X 40
BA 3	BALOK ANAK TIPE 3	25 X 30

DENAH BALOK INDUK, BALOK ANAK DAN KOLOM Lt.2

SKALA 1 : 500



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
314106059

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH BALOK INDUK, BALOK ANAK,
DAN KOLOM LANTAI 3

SKALA

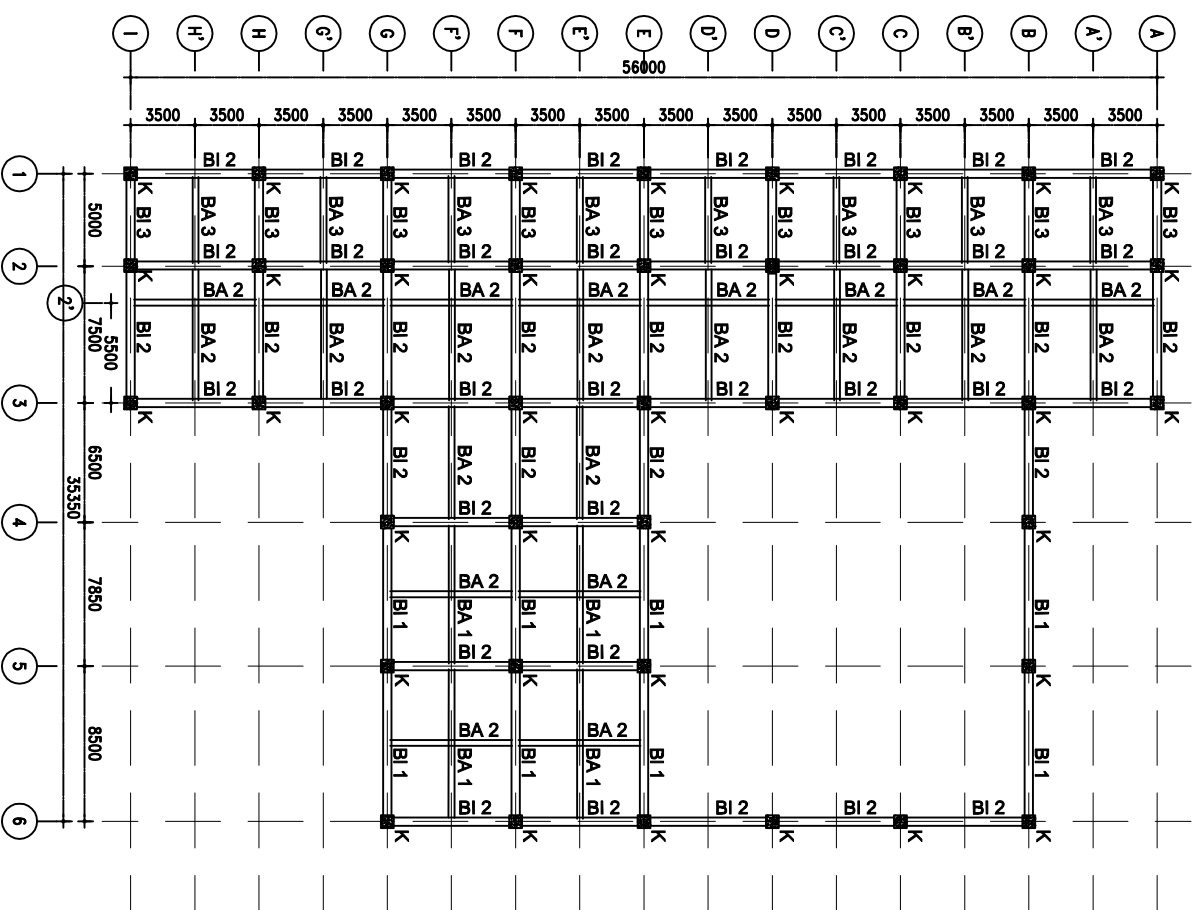
NOMOR
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

1:500

14

34

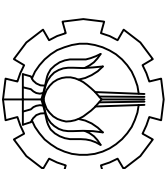


KETERANGAN :

NAMA	KETERANGAN	DIMENSI (CM)
K	KOLOM	80 X 80
BI 1	BALOK INDUK TIPE 1	50 X 70
BI 2	BALOK INDUK TIPE 2	50 X 65
BI 3	BALOK INDUK TIPE 3	40 X 50
BA 1	BALOK ANAK TIPE 1	35 X 45
BA 2	BALOK ANAK TIPE 2	30 X 40
BA 3	BALOK ANAK TIPE 3	25 X 30

DENAH BALOK INDUK, BALOK ANAK DAN KOLOM Lt.3

SKALA 1 : 500



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujio Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Winbowati, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI
TANGGAL
CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH BALOK INDUK, BALOK ANAK,
DAN KOLOM LANTAI 4

SKALA
GAMBAR

NOMOR
GAMBAR

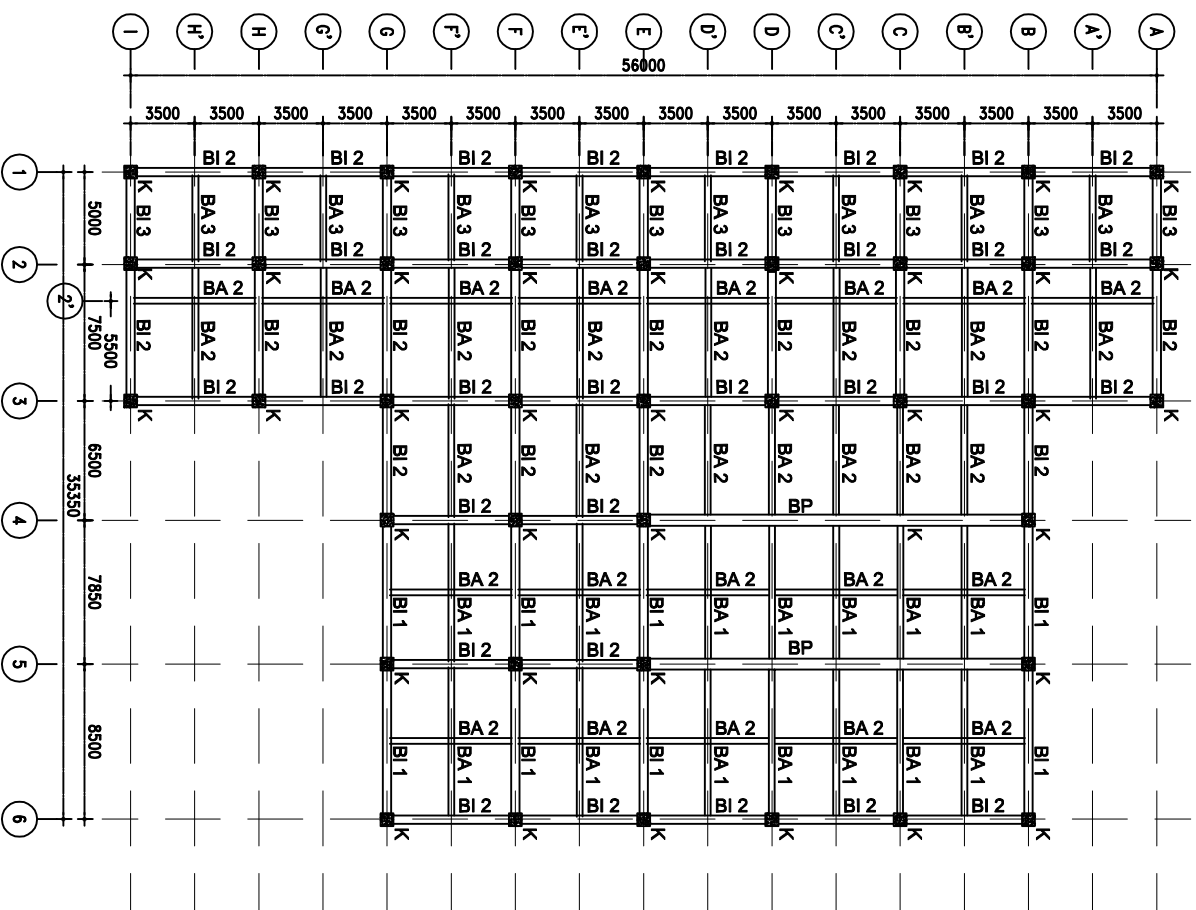
JUMLAH
GAMBAR

1:500

15

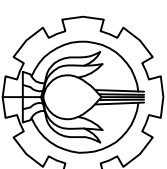
34

KETERANGAN :		
NAMA	KETERANGAN	DIMENSI (CM)
K	KOLOM	80 X 80
BI 1	BALOK INDUK TIPE 1	50 X 70
BI 2	BALOK INDUK TIPE 2	50 X 65
BI 3	BALOK INDUK TIPE 3	40 X 50
BA 1	BALOK ANAK TIPE 1	35 X 45
BA 2	BALOK ANAK TIPE 2	30 X 40
BA 3	BALOK ANAK TIPE 3	25 X 30
BP	BALOK PRATEKAN	60 X 100



DENAH BALOK INDUK, BALOK ANAK, BALOK PRATEKAN DAN KOLOM Lt.4

SKALA 1 : 500



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Winowati, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH BALOK INDUK, BALOK ANAK,
DAN KOLOM LANTAI 5-ATAP

SKALA

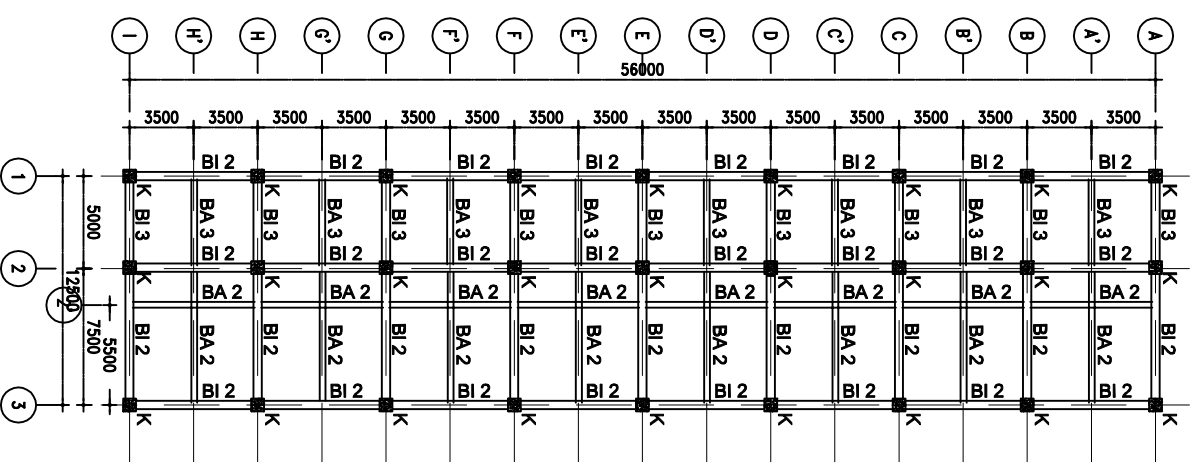
NOMOR
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

1:500

16

34



KETERANGAN :

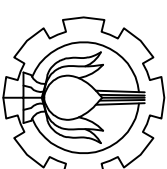
NAMA	KETERANGAN	DIMENSI (CM)
K	KOLOM	80 X 80
BI 2	BALOK INDUK TIPE 2	50 X 65
BI 3	BALOK INDUK TIPE 3	40 X 50
BA 1	BALOK ANAK TIPE 1	35 X 45
BA 2	BALOK ANAK TIPE 2	30 X 40
BA 3	BALOK ANAK TIPE 3	25 X 30

DENAH BALOK INDUK, BALOK ANAK DAN KOLOM Lt.5 – ATAP

SKALA 1 : 500

2

STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

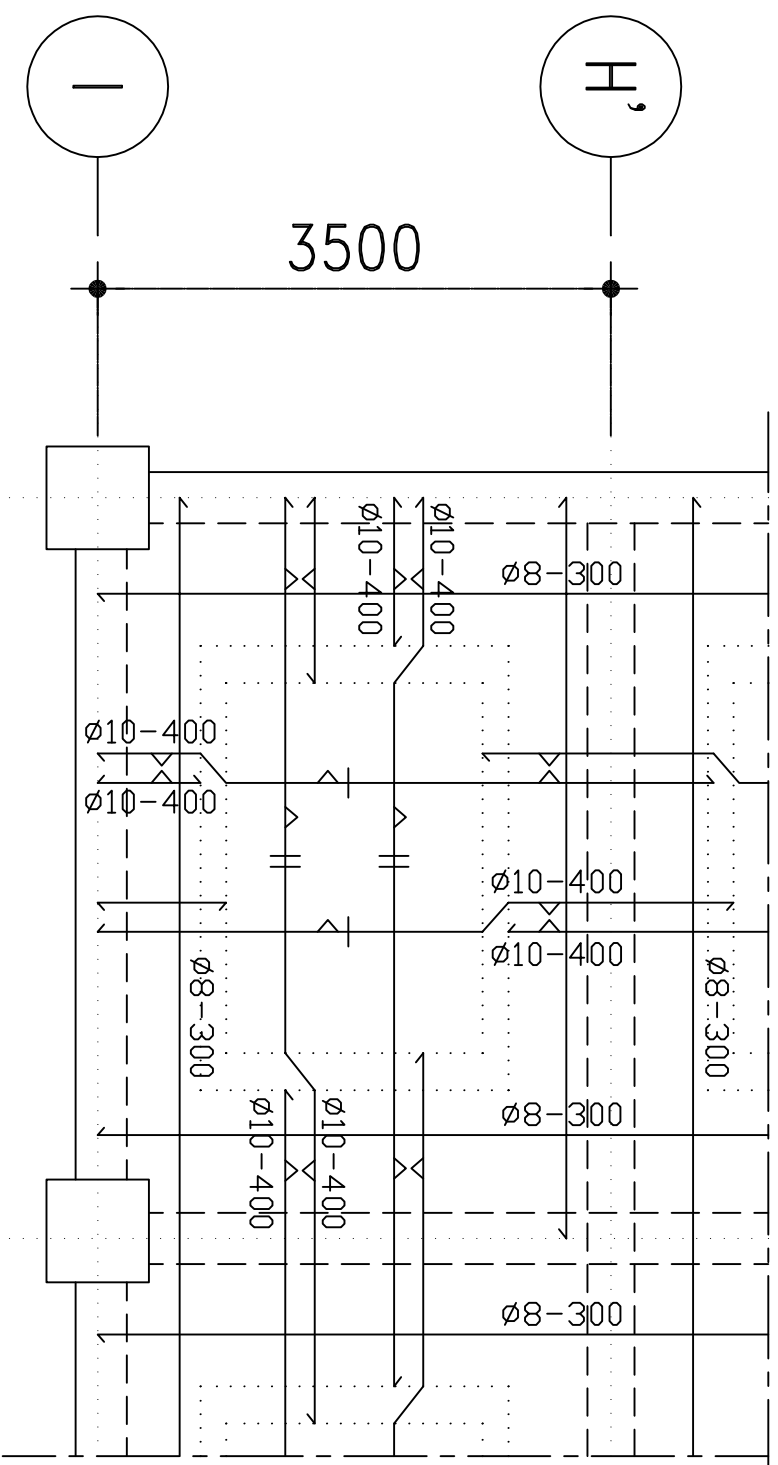
DETAIL PENULANGAN PELAT TYPE A

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	-----------------	------------------

1:50

17

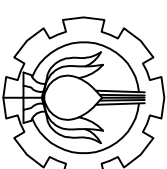
34



DETAIL PENULANGAN PELAT TYPE A

SKALA 1 : 50

2
STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Winibadi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

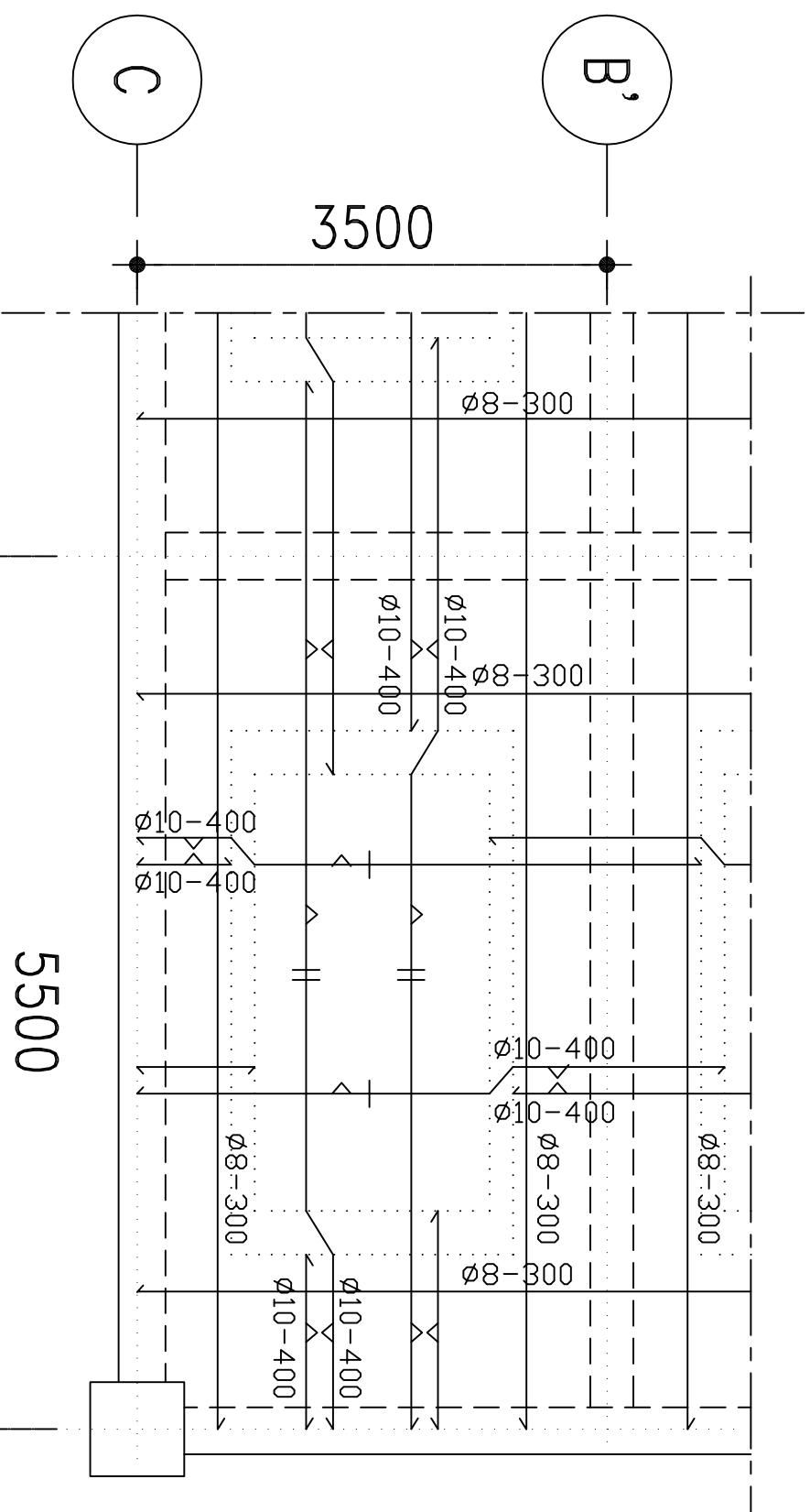
UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT TYPE B

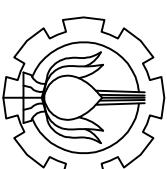
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:50	18	34



DETAIL PENULANGAN PELAT TYPE B

SKALA 1 : 50

2
STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibedi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

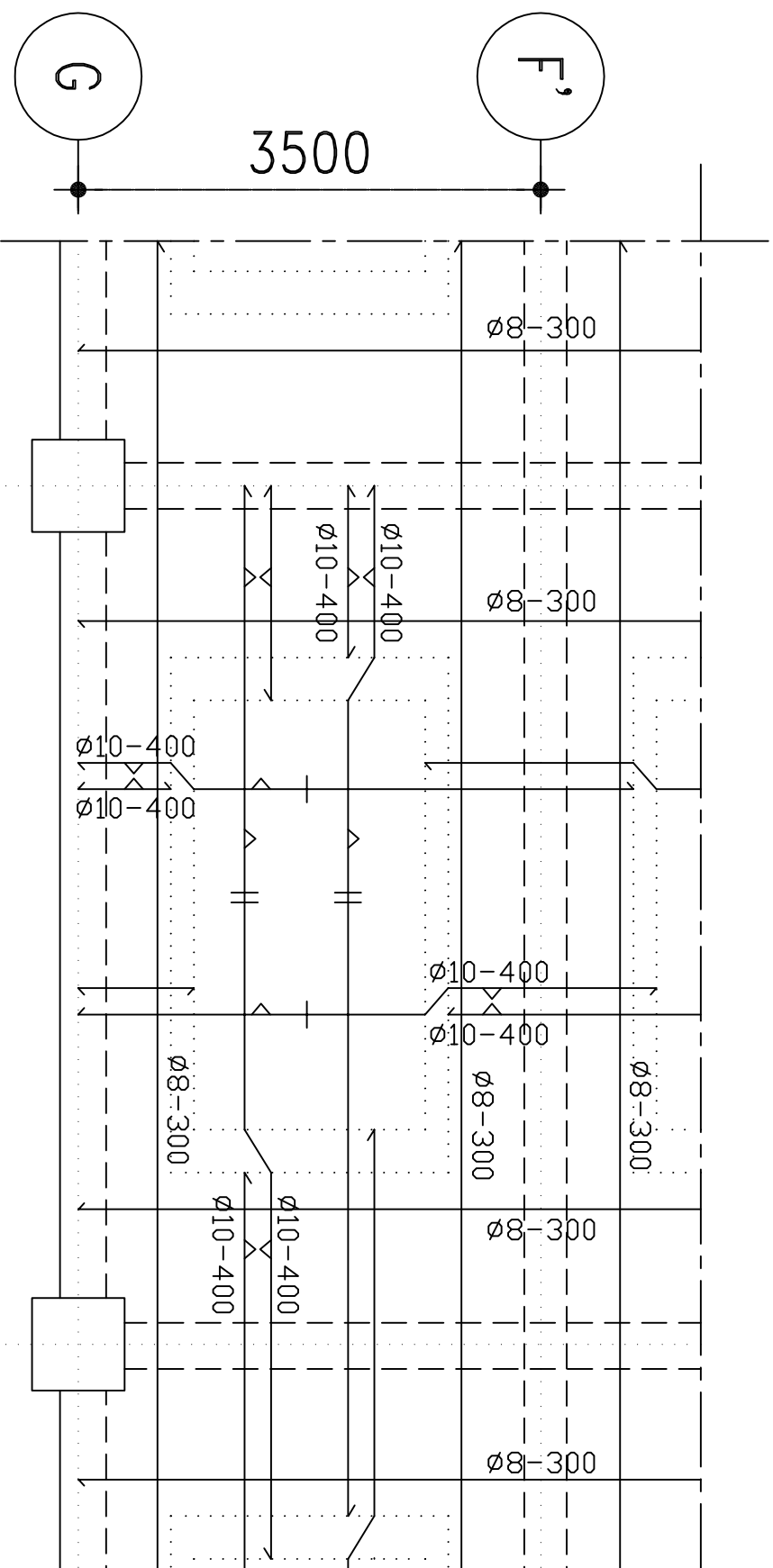
REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

--	--	--

NAMA GAMBAR

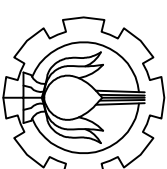
DETAIL PENULANGAN PELAT TYPE C

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:50	19	34



DETAIL PENULANGAN PELAT TYPE C
S K A L A 1 : 50

2
STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

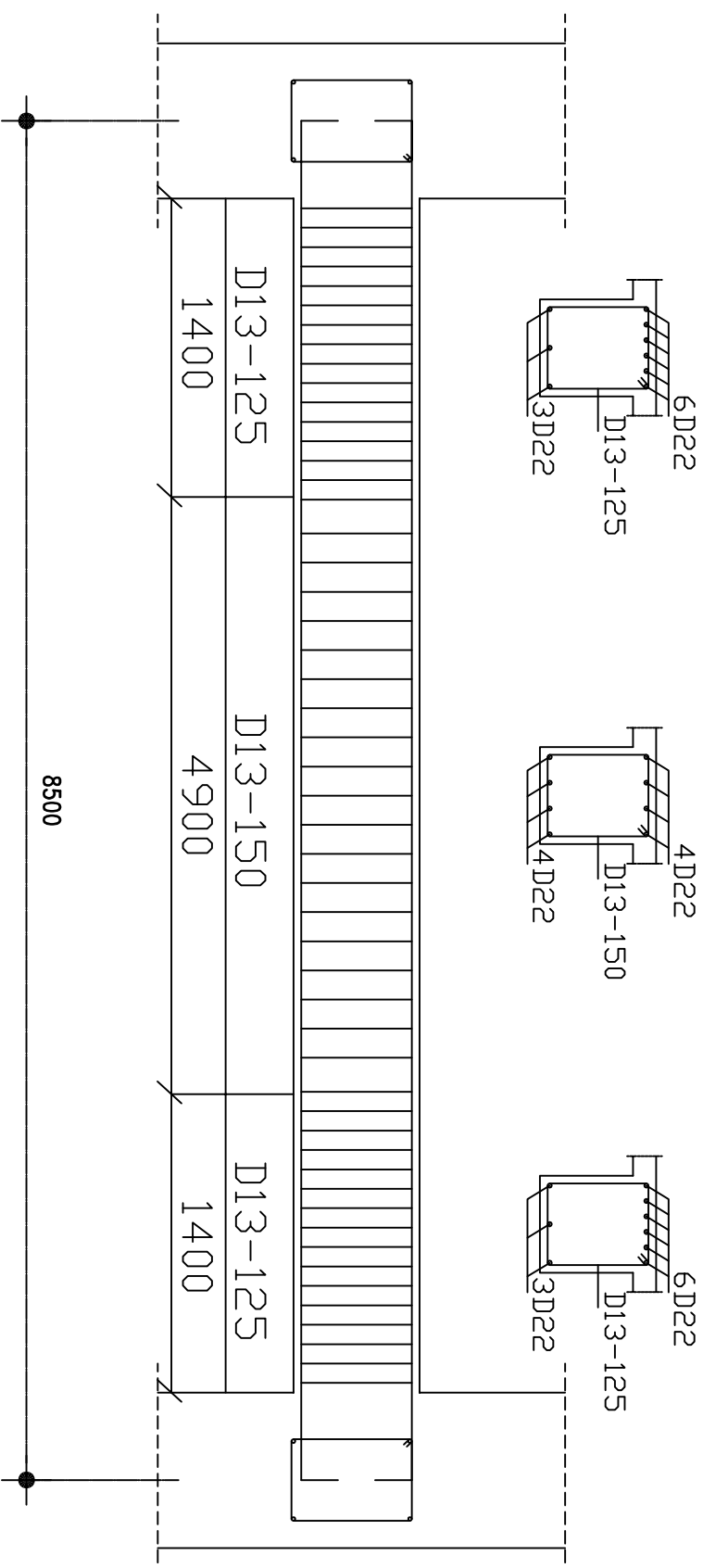
MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibadi, MS

KETERANGAN

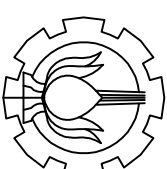
NAMA MAHASISWA		
UMAR NUR TAUFIQ 3114106059		
REVISI	TANGGAL	CATATAN
NAMA GAMBAR		
DETAIL PENULANGAN BALOK INDUK TYPE 1		
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:35	20	34



DETAIL PENULANGAN BALOK INDUK TYPE 1

SKALA 1 : 35

2
STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

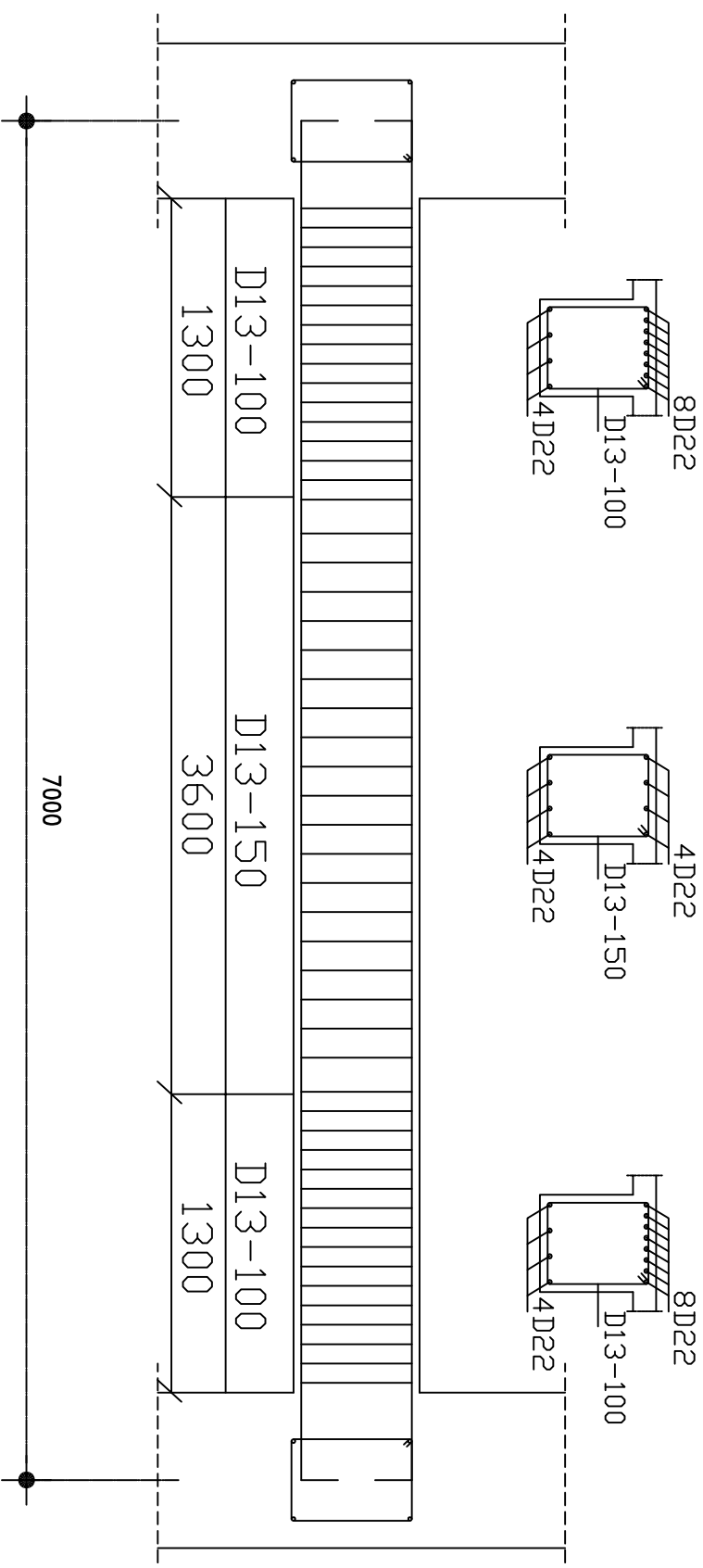
MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN *POST TENSION*

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibedi, MS

KETERANGAN

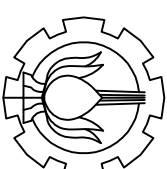
NAMA MAHASISWA		
UMAR NUR TAUFIQ 3114106059		
REVISI	TANGGAL	CATATAN
NAMA GAMBAR		
DETAIL PENULANGAN BALOK INDUK TYPE 2		
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:35	21	34



DETAIL PENULANGAN BALOK INDUK TYPE 2

SKALA 1 : 35

2
STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

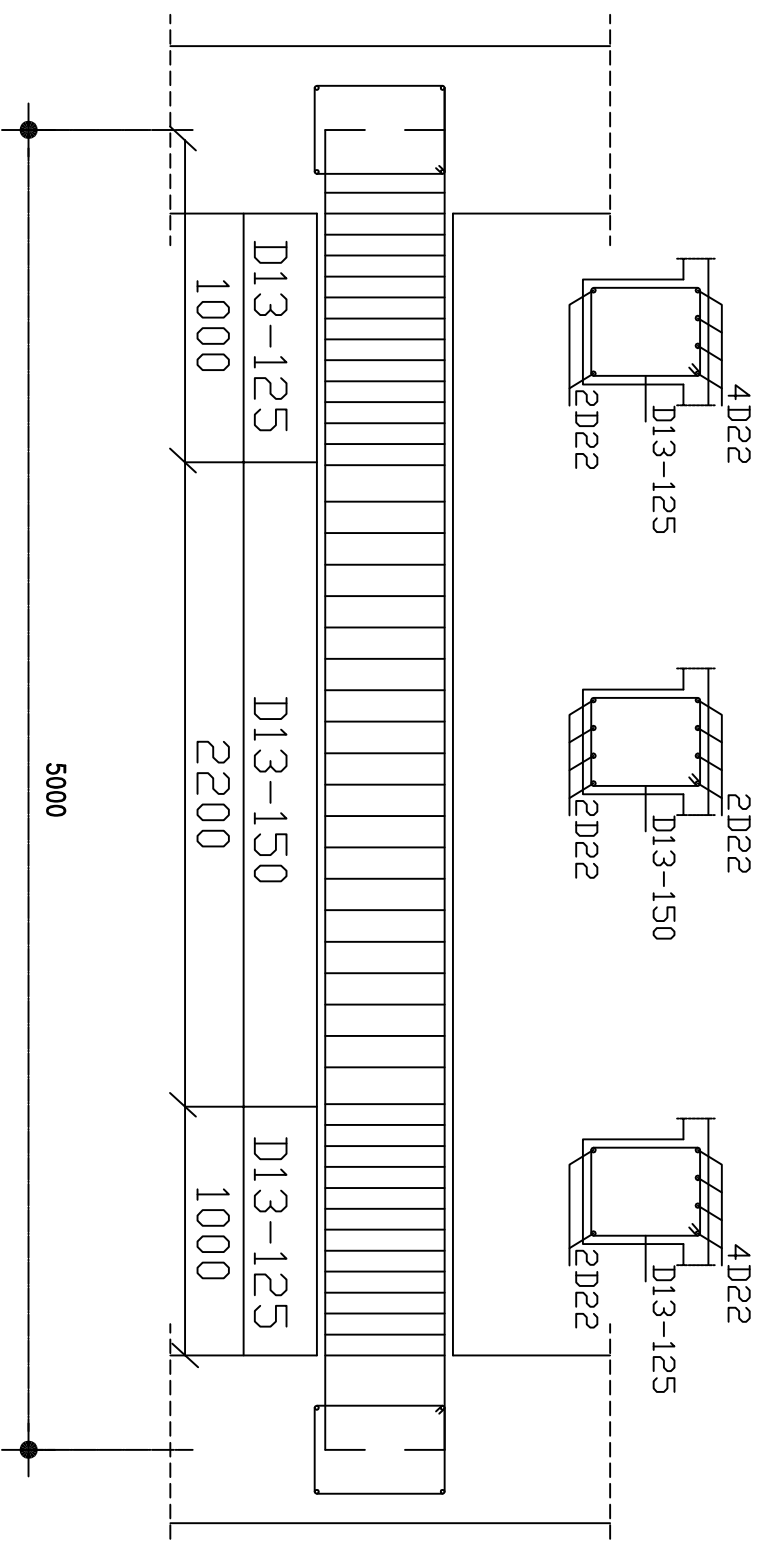
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winbodi, MS

KETERANGAN



NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI

TANGGAL

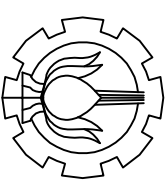
CATATAN

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK
INDUK TYPE 3

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	-----------------	------------------

1:35 22 34



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

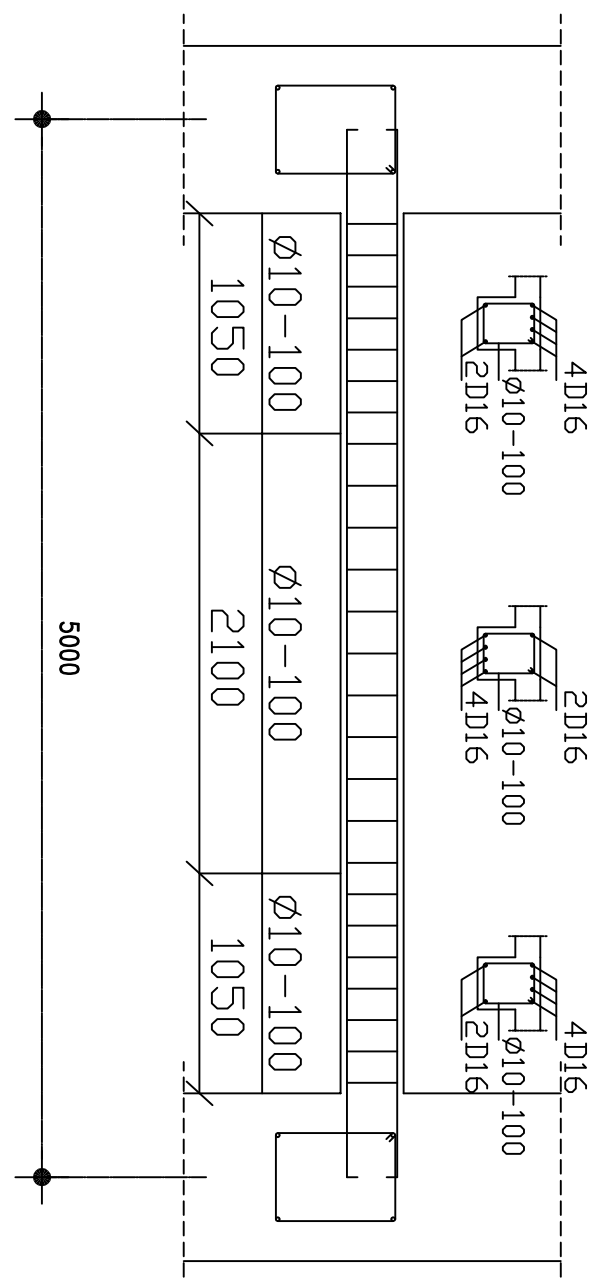
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

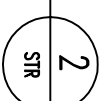
1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Winibodi, MS

KETERANGAN

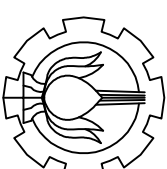


DETAIL PENULANGAN BALOK ANAK

SKALA 1 : 35



DETAIL PENULANGAN BALOK ANAK		
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:35	23	34



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inem Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

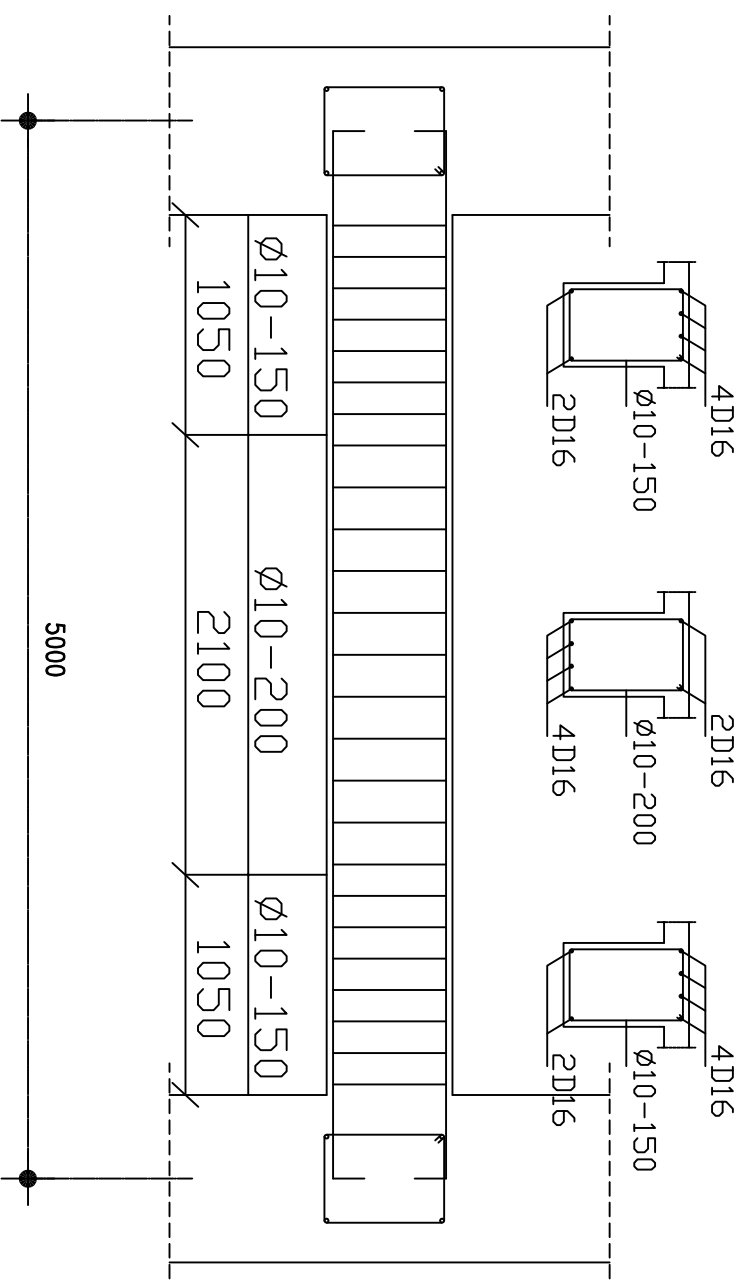
REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK LIFT

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
--------------	---------------

1:35	24	34
------	----	----

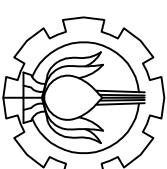


DETAIL PENULANGAN BALOK LIFT

SKALA 1 : 35

2

STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibedi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI TANGGAL CATATAN

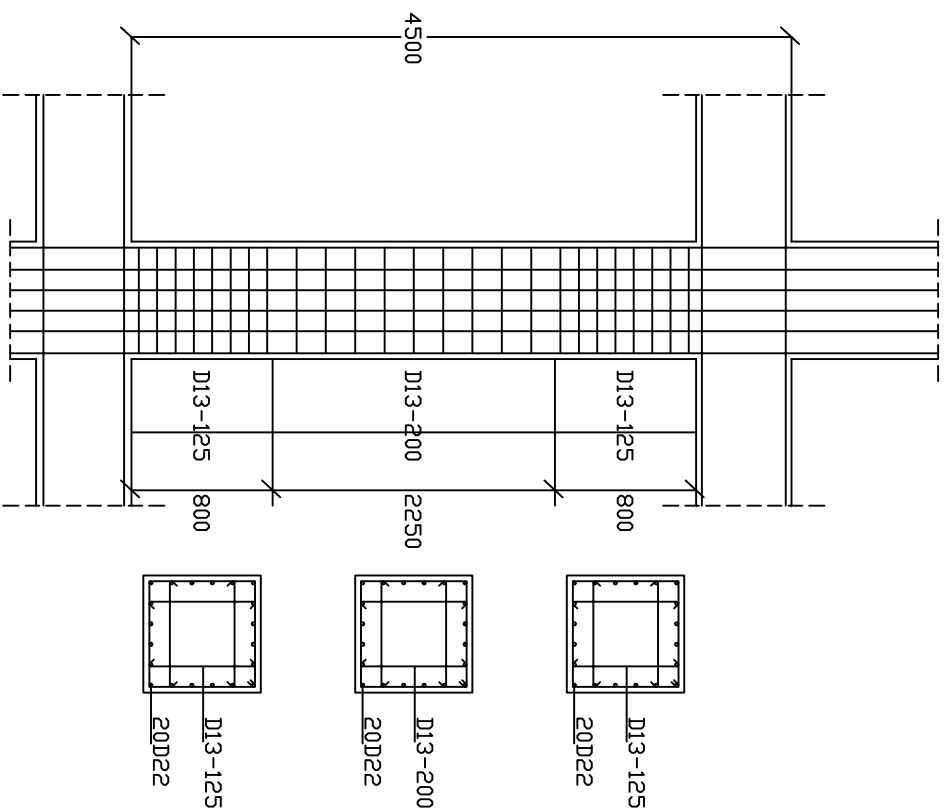
--	--	--

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN KOLOM
LANTAI 1 DAN LANTAI 2

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	-----------------	------------------

1:50	25	34
------	----	----

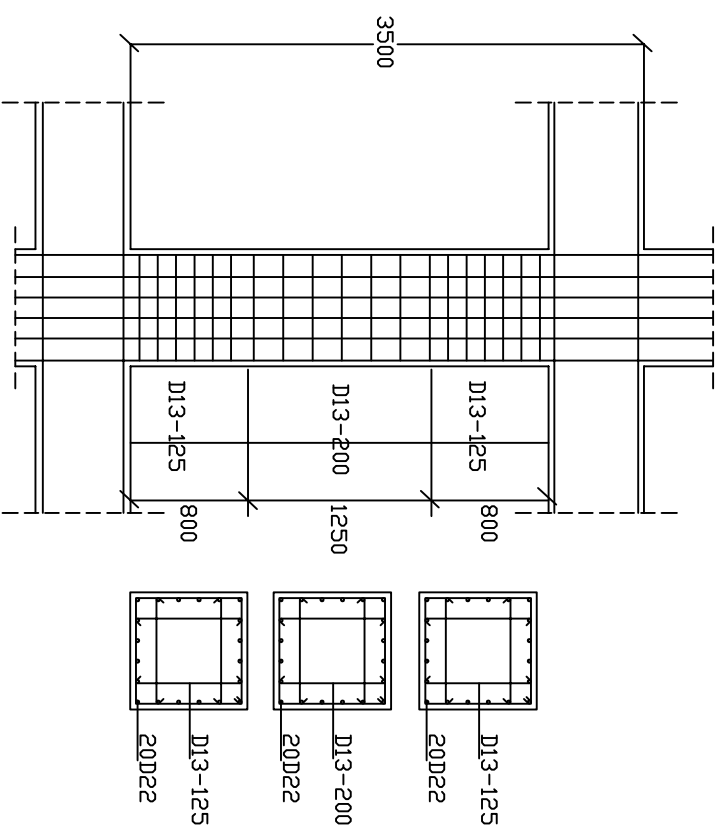


DETAIL PENULANGAN KOLOM Lt 1

SKALA 1 : 50

2

STR

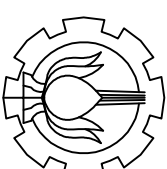


DETAIL PENULANGAN KOLOM Lt 2

SKALA 1 : 50

2

STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

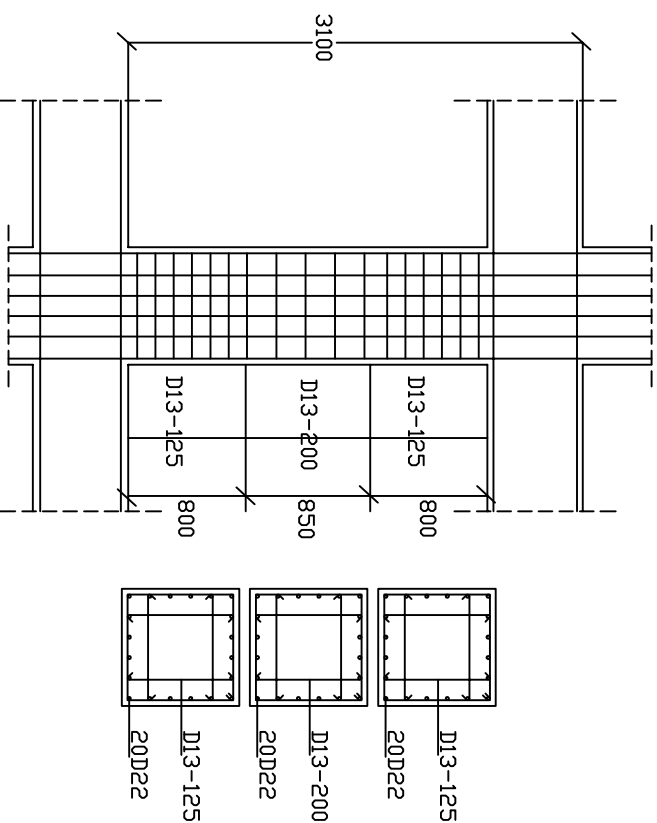
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Winibodi, MS

KETERANGAN

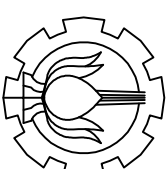


DETAIL PENULANGAN KOLOM Lt 3-12
S K A L A 1 : 50

2

STR

DETAIL PENULANGAN KOLOM LANTAI 3 - 12		
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:50	26	34



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

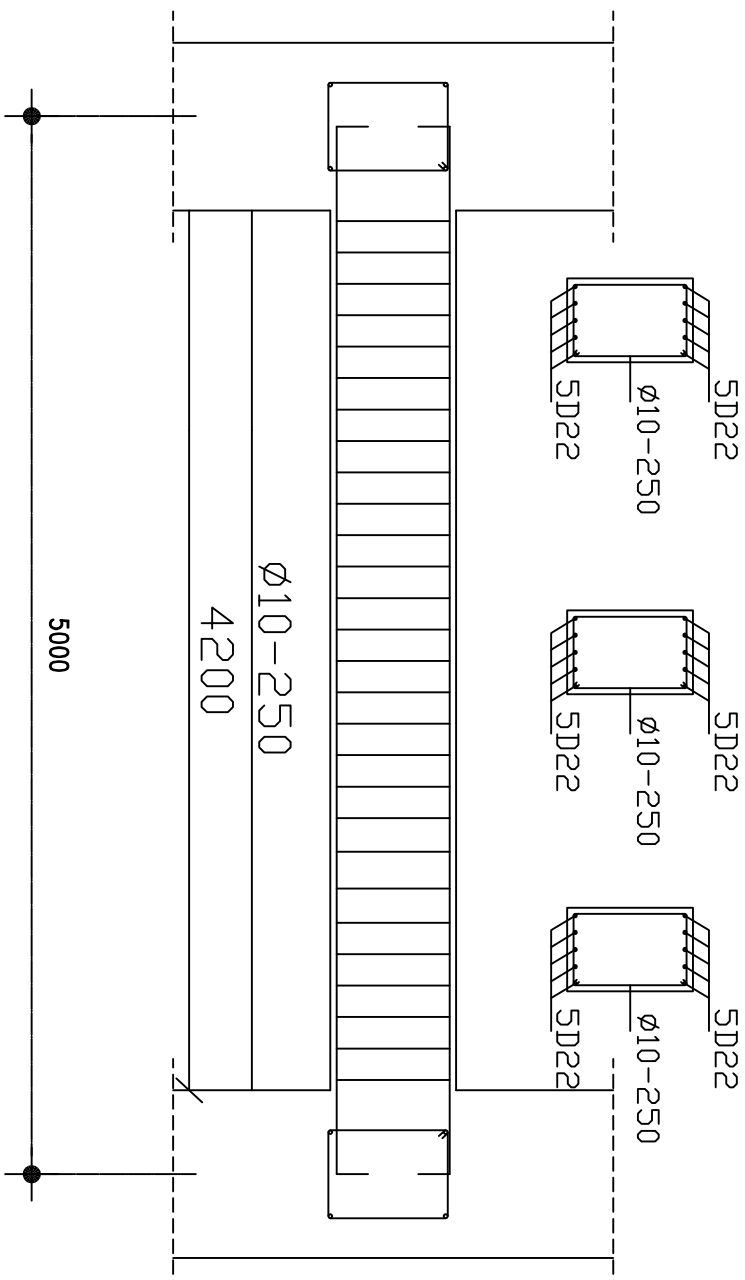
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inean Winibodi, MS

KETERANGAN

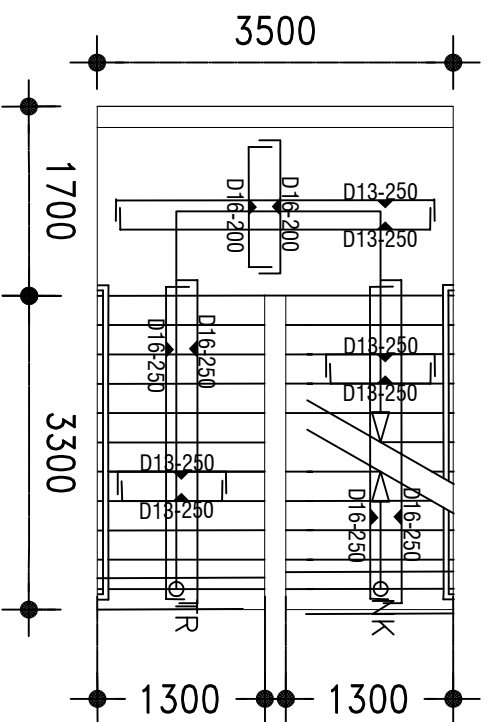


DETAIL PENULANGAN SLOOP

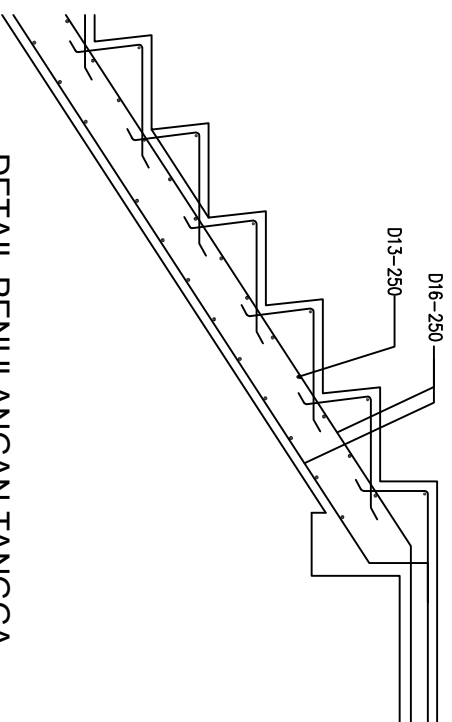
SKALA 1 : 35

2
STR

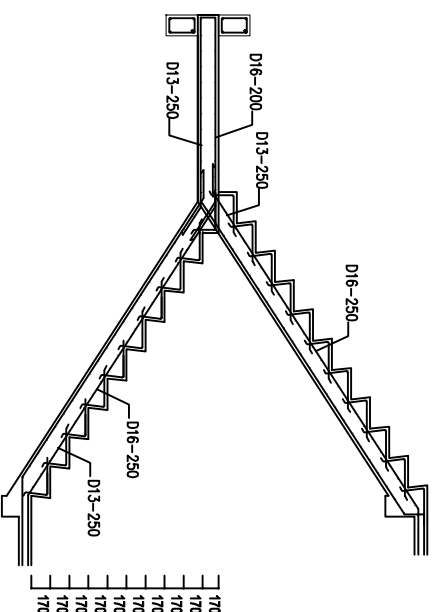
DETAIL PENULANGAN SLOOP		
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:35	27	34



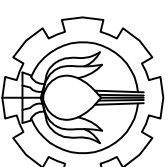
RENCANA TANGGA
skala 1:35



DETAIL PENULANGAN TANGGA
skala 1:20



RENCANA PENULANGAN TANGGA
skala 1:35



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Winodati, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI

TANGGAL

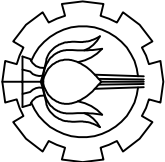
CATATAN

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN TANGGA

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	-----------------	------------------

1:35 28 34



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

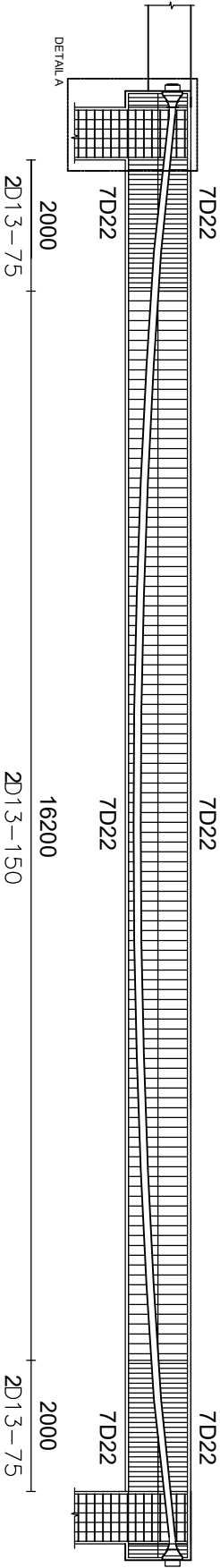
MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

- 1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
- 2. Ir. Inan Winibodi, MS

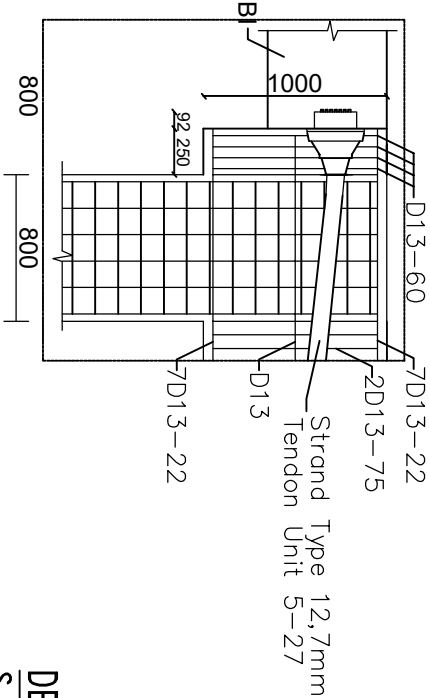
KETERANGAN

NAMA MAHASISWA		
UMAR NUR TAUFIQ 3114106059		
REVISI	TANGGAL	CATATAN
NAMA GAMBAR		
DETAIL PENULANGAN BALOK PRATEKAN		
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:100 1:40 1:20	29	34



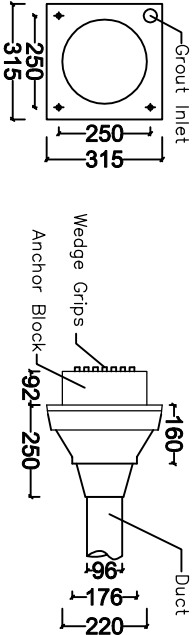
DETAIL PENULANGAN BALOK PRATEKAN

SKALA 1 : 100



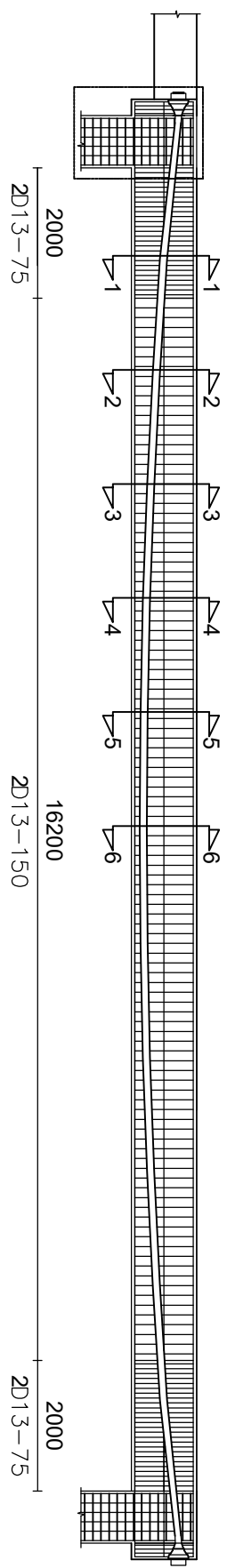
DETAIL A

SKALA 1 : 40



DETAIL ANGKUR VSL (Strand Type 12,7mm, Tendon 5-27)

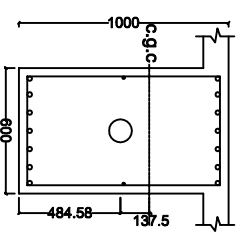
SKALA 1 : 20



DETAIL PENULANGAN BALOK PRATEKAN

SKALA 1 : 100

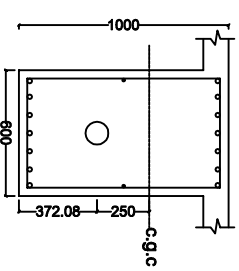
1
STR



POTONGAN 1-1

SKALA 1 : 35

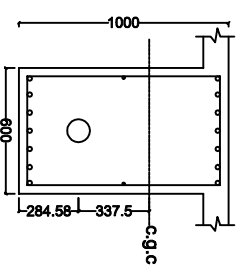
2



POTONGAN 2-2

SKALA 1 : 35

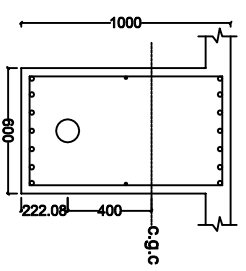
2



POTONGAN 3-3

SKALA 1 : 35

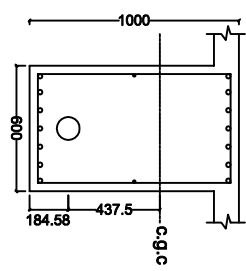
2



POTONGAN 4-4

SKALA 1 : 35

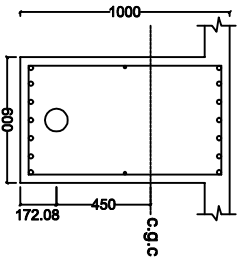
2



POTONGAN 5-5

SKALA 1 : 35

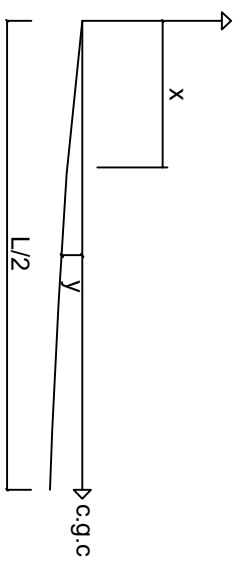
2



POTONGAN 6-6

SKALA 1 : 35

2

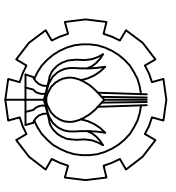


Pot.	X (mm)	Y (mm)
1-1	1750	137.5
2-2	3500	250
3-3	5250	337.5
4-4	7000	400
5-5	8750	437.5
6-6	10500	450

KOORDINAT TENDON PADA POTONGAN 1-5

SKALA 1 : 35

2



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibadi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK
PRATEKAN

SKALA

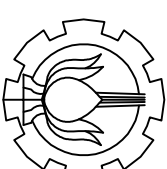
NOMOR GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

1:50
1:35

30

34



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedin Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inna Winbadi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI

TANGGAL

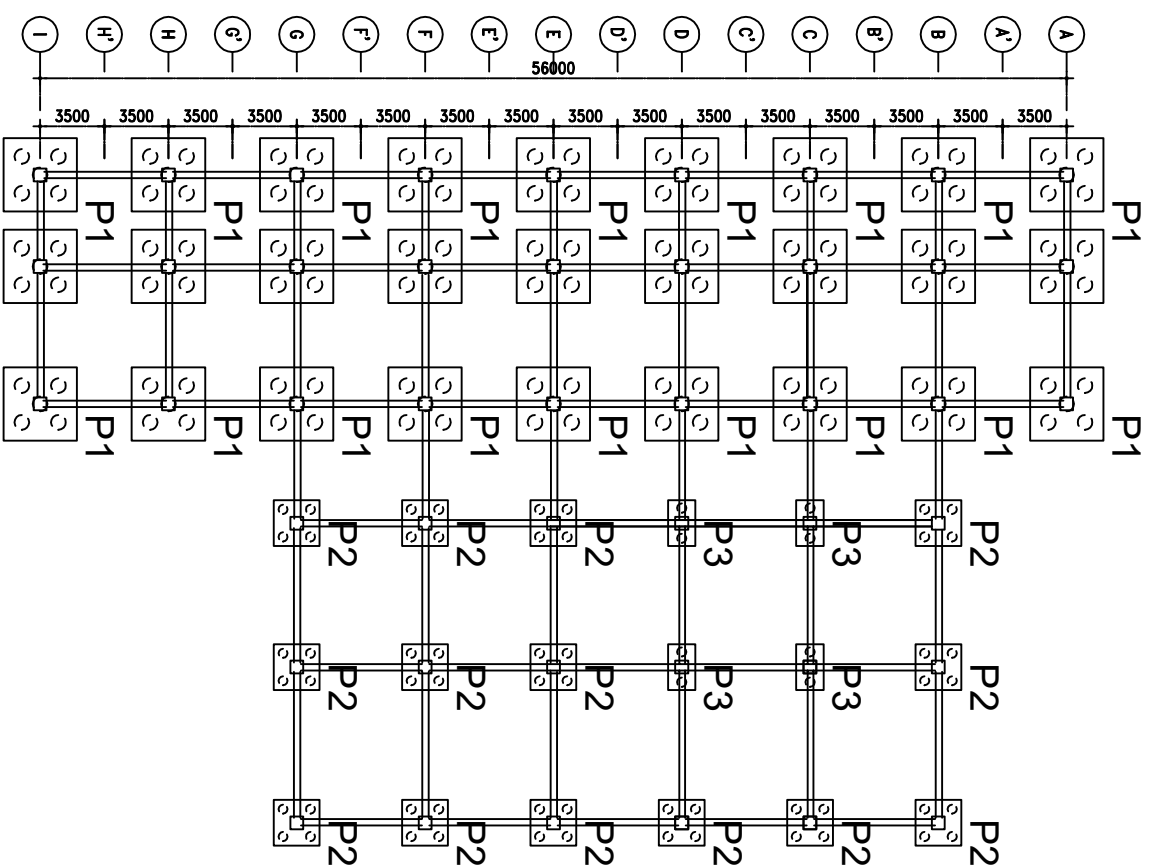
CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH PONDASI

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	-----------------	------------------

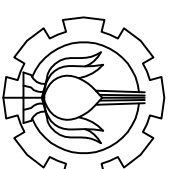
1:400 31 34



DENAH PONDASI

SKALA 1 : 400

2
AR-1102



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

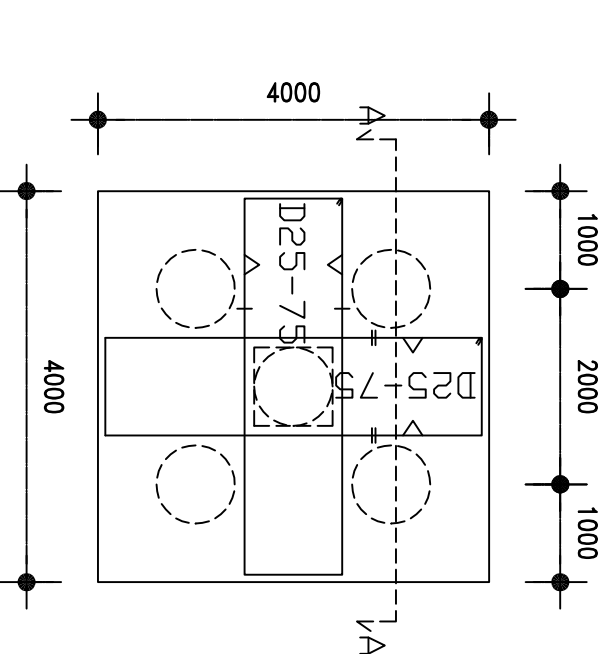
DETAIL PENULANGAN POER 1
POTONGAN A-A

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	-----------------	------------------

1:75

32

34

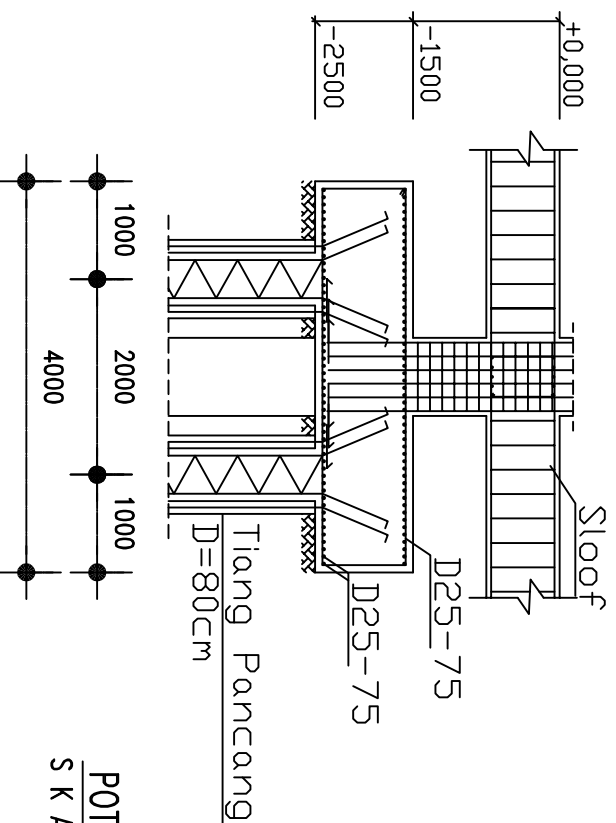


DETAIL PENULANGAN POER 1

SKALA 1 : 75

1

STR

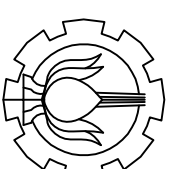


POTONGAN A-A

SKALA 1 : 75

2

STR



JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

UMAR NUR TAUFIQ
3114106059

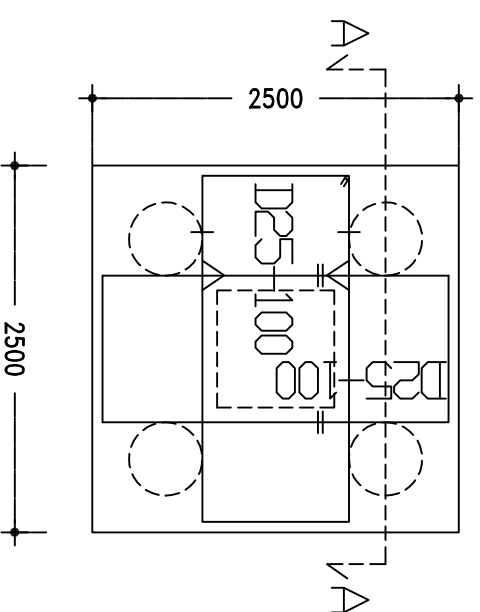
REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

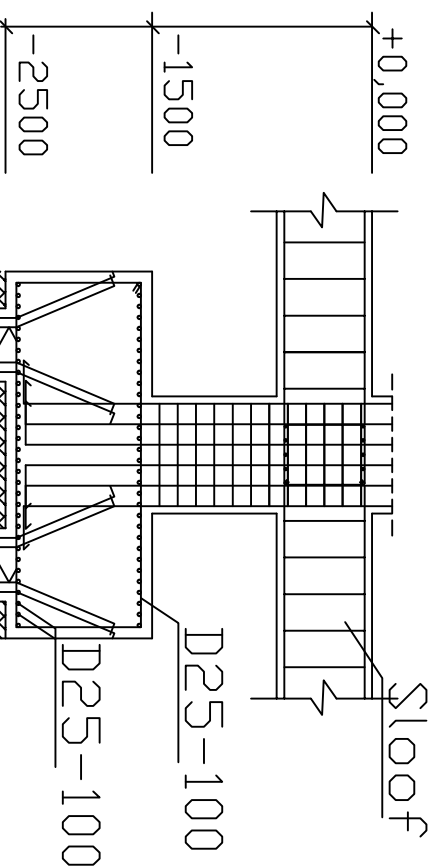
DETAIL PENULANGAN POER 2
POTONGAN A-A

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

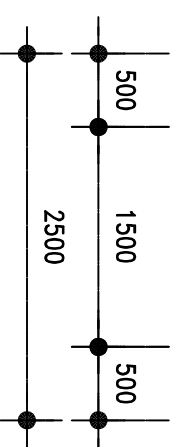
1:50	33	34
------	----	----



DETAIL PENULANGAN POER 2
S K A L A 1 : 50

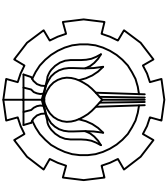


Tiang Pancang
D=50cm



POTONGAN A-A
S K A L A 1 : 50





JURISAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

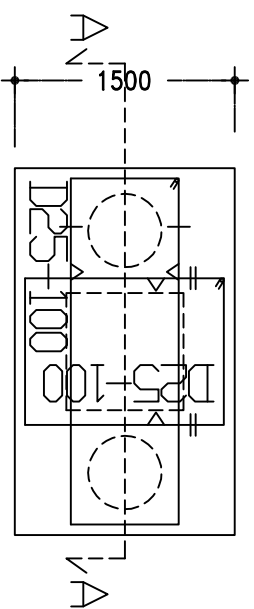
MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG GOLDEN TULIP
DENGAN METODE BALOK BETON
PRATEKAN POST TENSION

DOSEN PEMBIMBING

1. Dr. Tedim Pujo Aji, ST, MT
2. Ir. Inan Winibodi, MS

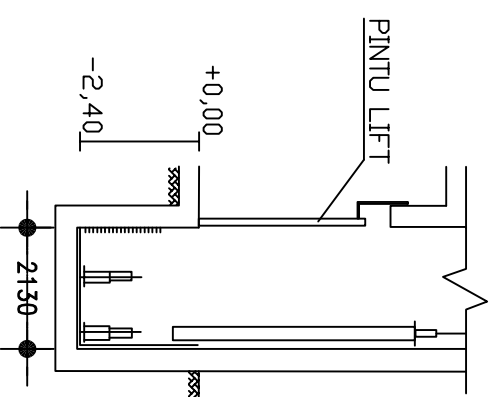
KETERANGAN

NAMA MAHASISWA		
UMAR NUR TAUFIQ 3114106059		
REVISI	TANGGAL	CATATAN
NAMA GAMBAR		
DETAIL PENULANGAN POER 3 POTONGAN A-A		
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1:50	34	34



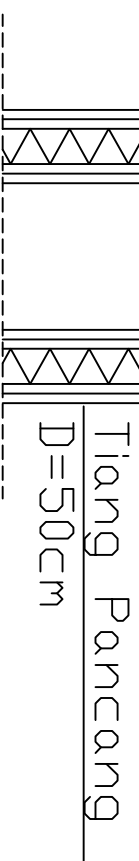
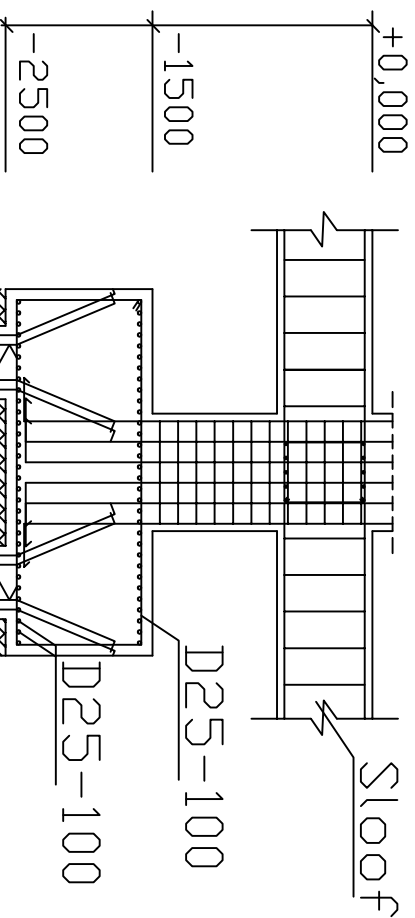
DETAIL PENULANGAN POER 3
S K A L A 1 : 50

1
STR



DETAIL PIT LIFT
S K A L A 1 : 100

1
STR



POTONGAN A-A
S K A L A 1 : 50

2
STR

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



MEMBING	: 1. Dr. Techn. Pujo Aji, ST. MT
SWA	: Umar Nur Taufiq
	: 3114106059
TUGAS	: Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Golden Tulip Essensial Hotel dengan Metode Balok Beton Pratekan Post Tension
AL SAL	: 19 Juli 2016
MMTA	: 054268 / IT2.3.1.1 / PP.05.02.00 / 2016

HANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
	REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
3-2016	Review BAB 1-3		↓
8-2016	Perhitungan preliminary design		↓
1-2016	perhitungan penulangan struktur sekunder		↓
9-2016	Lanjutkan struktur sekunder		↓
1-2016	permodelan ETABS		↓

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA	Ir. Iman Wimbadi, Ms
SWA	Umar Nur Taufiq
	3114106059
TUGAS	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Golden Tulip Essensial Hotel dengan Metode Balok Beton Pratekan Post Tension
AL BAL	19 Juli 2016
MMTA	054268 / IT 2.3.1.1 / PP.05.02.00 / 2016

HARI TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
	REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
8-2016	Review BAB 1-3		W
8-2016	Perhitungan Preliminary Design		W
9-2016	Perhitungan struktur sekunder		W
9-2016	Lanjutkan struktur sekunder		W
9-2016	Permodelan ETABS		W
01-17	Schedule Cross section, denah Konsep desain Studi literatur	→	Wi
02-17	3 Type pelat	(1) penulangan di tabelkan (2) Hub prestress dan kolom asumsi nya? (3) Mem prestress di pelat M _s diagram stress.	Wi
03-17	Revisi gambar detail = Pondasi, layout - Pit? Revisi Abstrak, Kata Pengantar	→	Wi
03-17	Koreksi layout pondasi. Riwayat Beban-Pondasi? (buku Berfakir)	→ 4 type pondasi → ada pit di bawah left	Wi

BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Umar Nur Taufiq ini dilahirkan di Mojokerto pada tanggal 16 Juli 1993. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Al-Khairiyah, MI Al-Khairiyah, SMP Negeri 2 Gedeg, SMA Negeri 1 Mojokerto. Setelah lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan Diploma 3 Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2011. Pada tahun 2015 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana pada jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3114106059.

Di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program Lintas Jalur (S1) dengan bidang Studi Struktur.

Email : umarnurtaufiq@gmail.com